ARUP

Kryalos SGR S.p.A. - Fondo Vimercate

Progetto Vimercate

Relazione Geotecnica

Reference: ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0002

P01 - EIA - Final Issue | 13 Giugno 2025

This report takes into account the particular instructions and requirements of our client. It is not intended for and should not be relied upon by any third party and no responsibility is undertaken to any third party.

Job number 306525-00

Arup Italia S.r.l.
Corso Italia, 1
Milano (MI)
20122
Italia
arup.com

ARUP

Document Verification

Project title	Progetto Vimercate
Document title	Relazione Geotecnica
Job number	306525-00
Document ref	ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0002
File reference	

Revision	**Date**	**Filename**	ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0002
P01	13/06/2025	**Description**	EIA - Final Issue

	Prepared by	**Checked by**	**Approved by**
Name	Olivia Chiacchio Giuseppe Spizuoco	Francesca Brambilla Scott Reid	Angelo Mussi
Signature			

Issue Document Verification with Document ✓

GIOVANNI SCIBILIA 23.06.2025 14:29:07 UTC

Indice

Sommario 1

1. Premesse 3
1.1 Scopo della presente relazione 3
1.2 Limitazioni 3
2. Documenti di riferimento 4
2.1 Documentazione esistente 4
2.2 Standard e norme di progettazione 4
3. Il sito 5
3.1 Inquadramento geografico 5
3.2 Descrizione generale dell’intervento 5
3.3 Geologia 6
3.4 Idrogeologia e idrologia 7
3.5 Presenza delle caratteristiche "Occhi Pollini" 7
3.6 Inquadramento sismico 9
4. Indagini geognostiche 11
4.1 Indagini geognostiche storiche 11
4.2 Proposta di ulteriori indagini sul terreno 12
5. Caratterizzazione geotecnica dei terreni 14
5.1 Stratigrafia del suolo 14
5.2 Soggiacenza 14
6. Descrizione dei terreni 15
6.1 Assunzioni e correlazioni 15
6.2 Interpretazione dei risultati dei test di penetrazione in situ 16
6.3 Terreni di riporto 19
6.4 Depositi misti sciolti 20
6.5 Depositi misti da mediamente densi a densi 21
6.6 Conglomerato "Ceppo Lombardo" 22
7. Considerazioni ingegneristiche 23
7.1 Modello geologico 23
7.2 Soggiacenza di progetto 24
7.3 Scavi 25
7.4 Analisi dell'azione sismica 25
7.5 Rischio di liquefazione 30
7.6 Rischio di cedimento dovuto alla presenza di sabbie sciolte 30
7.7 Proposta di fondazione 36
8. Progettazione preliminare delle fondazioni profonde 37
8.1 Azioni 37
8.2 Resistenza dei pali 37
8.3 Grafici della capacità portante dei pali 38

9. Raccomandazioni 42
9.1 Stratigrafia di progetto 42
9.2 Costruzione dei pali 42
9.3 Ostruzioni nel terreno legate ai fabbricati esistenti 42
9.4 Compattazione del terreno 42
10. Registro dei rischi geotecnici 43
Riferimenti bibliografici 44

Tabelle

Tabella 4.1 – Programma di prove di laboratorio geotecnico per i campioni raccolti nel 2024 11
Tabella 4.2 – Dettagli sulle installazioni di monitoraggio delle acque sotterranee disponibili 12
Tabella 5.1 – Stratigrafia del sito in base alle indagini storiche 14
Tabella 5.2 – Registrazioni del "Ceppo Lombardo" nei registri storici di trivellazione 14
Tabella 6.1 – Risultati MASW 1 (2024) 18
Tabella 6.2 – Risultati MASW 2 (2024) 19
Tabella 7.1 – Modello di terreno semplificato del sito di intervento 23
Tabella 7.2 – Modello del terreno del caso peggiore utilizzato nell'analisi della risposta sismica del sito 23
Tabella 7.3 – Modello medio del terreno utilizzato nell'analisi della risposta sismica del sito 23
Tabella 7.4 – Riepilogo dei parametri geotecnici 24
Tabella 7.5 – Accelerogrammi scelti per lo stato limite di SLV e relativi fattori di scala 26
Tabella 7.6 – Calcolo del cedimento dei depositi granulari insaturi presenti sul sito 34
Tabella 8.1 – Riepilogo dei fattori parziali di sicurezza utilizzati nella progettazione del palo 37
Tabella 10.1 – Registro dei rischi geotecnici 43

Figure

Figura 3.1 – Estratto dalla Cartografia Tecnica della Regione Lombardia (Foglio B5, Sezione B5D4, Comune di Vimercate) 5
Figura 3.2 – Intervento in progetto 6
Figura 3.3 – Rappresentazione schematica di cavità (occhi pollini) generate da fenomeni di erosione sotterranea ad opera delle acque di infiltrazione (Lorenzo et al., 2015) 8
Figura 3.4 – Carta delle classi di suscettività al fenomeno occhi pollini per il territorio della Provincia di Monza e della Brianza (PTCP vigente). I colori verde, giallo, arancione e rosso corrispondono a zone di suscettività bassa, moderata, alta e molto alta. 8
Figura 3.5 – Carta delle classi di suscettività al fenomeno occhi pollini per il sito di intervento evidenziato in rosso (PTCP vigente). 9
Figura 3.6 – Nodi di accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 INGV). 10
Figura 5.1 – Livelli dell'acqua di falda ottenuti dai monitoraggio 15
Figura 6.1 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche 17
Figura 6.2 – Registrazioni N_{SPT} da indagini storiche sul terreno 18
Figura 7.1 – Profilo di progetto della pressione dell'acqua di falda 25
Figura 7.2 – Controllo della compatibilità spettrale per lo stato limite ultimo (SLV) 26

Figura 7.3 – Profili Vs: modelli MASW e a terra 27
Figura 7.4 – Esempio di backbone e curve di smorzamento per lo strato di terreno 1 (più in alto) 27
Figura 7.5 – Spettri di risposta all'accelerazione superficiale 28
Figura 7.6 – Fattore di amplificazione 28
Figura 7.7 – Spettri medi di risposta all'accelerazione superficiale per le alternative UB, LB e BE 29
Figura 7.8 – Confronto finale tra gli spettri di risposta all'accelerazione superficiale 29
Figure 7.9 – Fusi granulometrici suscettibili a liquefazione 30
Figura 7.10 – Grafico per la determinazione della deformazione indotta nei depositi di sabbia (Figura 11 – Tokimatsu & Seed, 1987) 32
Figura 7.11 – Grafico per la determinazione della deformazione volumetrica $\varepsilon_{c,M=7.5}$ [%] per un terremoto di magnitudo Mw=7.5 32
Figura 7.12 – Grafico per la determinazione della deformazione volumetrica massima $\varepsilon_{c,M=max}$ previsto in loco 33
Figura 7.13 – Diagramma di contorno del cedimento elastico dovuto al carico di veicoli in cantiere 35
Figura 7.14 – Cedimento di fondazioni dirette sotto un carico tipico di colonna 35
Figura 7.15 – Percorsi di carico verticali 36
Figura 8.1 – Capacità portante del palo a compressione SLU (testa palo a 0.0 m di profondità) 40
Figura 8.2 – Capacità portante del palo a trazione SLU DA2 (testa palo a 0.0 m di profondità) 41

Tavole

Tavola 1 – Planimetria del sito A-1
Tavola 2 – Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche storiche (2021 e 2024) A-1
Tavola 3 – Planimetria delle installazioni esistenti per il monitoraggio delle acque sotterranee (fino a Maggio 2025) A-1
Tavola 4 – Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche supplementari (2025) A-1
Tavola 5 – Keyplan per le sezioni geologiche A-1
Tavola 6 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-1 A-1
Tavola 7 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-2 A-1
Tavola 8 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-3 A-1
Tavola 9 – Sezione geologica da Ovest ad Est WE-1 A-1
Tavola 10 – Sezione geologica da Ovest ad Est WE-2 A-1
Tavola 11 – Planimetria geologica dei terreni di riporto A-1
Tavola 12 – Planimetria geologica dei depositi misti sciolti A-1
Tavola 13 – Planimetria geologica dei depositi misti densi A-1
Tavola 14 – Planimetria del livello della falda (letture da Aprile 2024 a Marzo 2025) A-1

Appendici

Appendix A A-1
Planimetrie e sezioni del sito A-1
Appendix B A-1
Dati della campagna di indagini storica – Vitali (2021) **Error! Bookmark not defined.**
Appendix C A-1

Sommario

Descrizione del sito	Il sito in oggetto è ubicato nel Comune di Vimercate in provincia di Monza e Brianza (coordinate N 45° 37' 48.9", O 9° 21' 31,7") e occupa una superficie di circa 271.000m^2, a circa 2,0 km a Nord-Ovest dal centro del Comune. Il sito è situato tra le zone urbane di Vimercate (a Sud-Est) e Velasca (a Nord-Ovest), ed è attualmente un complesso industriale dismesso precedentemente di proprietà di IBM. Il confine settentrionale dell'area di interesse è delimitato dalla Via John Fitzgerald Kennedy e dalla Tangenziale Est lungo il limite orientale. Terreni agricoli circondano il sito a Sud e ad Ovest. Il sito rimase inedificato fino alla costruzione della sede italiana dell'IBM nel 1966. Tutte le strutture presenti sul sito sono attualmente in fase di demolizione in preparazione alla costruzione dell'opera di intervento.
Opera di intervento	Il progetto prevede la costruzione di tre nuovi edifici su due piani ubicati nelle zone centrali e meridionali della lottizzazione, su una superficie di circa 183.000 m². È prevista inoltre la realizzazione di una zona destinata agli impianti tecnologici a servizio di ciascun edificio e di un'area di parcheggio situata nella parte settentrionale dell'area di intervento. L'intervento è tuttora soggetto sviluppo e i dettagli di progettazione verranno affrontati nelle fasi successive.
Indagini geognostiche	Le campagne storiche di indagini geotecniche eseguite all'interno del sito in oggetto sono state intraprese da Vitali S.p.A nell'Aprile 2021 e da Tecnitalia Servizi tra Gennaio e Febbraio del 2024. Le campagne di indagini storiche hanno compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove penetrometriche e prove sismiche in sito. Ulteriori indagini geognostiche sono state specificate per il progetto. La campagna di indagine supplementare è attualmente in corso, ed è iniziata il 5 Maggio 2025 e condotta da Ramboll, con una durata prevista di cinque settimane per i lavori in sito, che includono sondaggi a carotaggio continuo, trincee e prelevamenti di campioni per prove di laboratorio. Lo scopo della campagna di indagine è quello di fornire informazioni geotecniche per integrare i risultati delle indagini storiche e caratterizzare il modello geotecnico per la progettazione geotecnica della fase di RIBA 4 per l'intervento proposto.
Condizioni del sito	Le condizioni del terreno incontrate in sito indicano una successione stratigrafica eterogenea, tipica dei depositi sedimentari di origine fluvioglaciale. I depositi misti sono caratterizzati da sabbie limose argillose intercalate a zone di limo argilloso sabbioso, ghiaie e clasti di origine fluvioglaciale. Gli spessori di materiale predominantemente granulare o predominantemente coesivo mostrano una sequenza incoerente, ma la densità relativa di questi materiali aumenta con la profondità. I terreni di riporto riscontrati in tutta l'estensione del sito sono associati allo sviluppo storico del complesso industriale, e recentemente al riempimento delle aree sotterranee demolite in preparazione dei lavori proposti. La presenza di orizzonti conglomeratici noti come "Ceppo Lombardo" è stata riscontrata in cinque sondaggi storici, descritto come un conglomerato cementato composto da clasti di rocce sedimentarie. Il sito ricade all'interno di una zona ad alto rischio di "occhi pollini", che sono cavità sotterranee formate all'interno di strati di depositi alterati, riscontrate da profondità prossime al piano campagna fino a 30 m da p.c., e la cui volumetria può raggiungere diversi metri cubi.
Falda freatica	Non ci sono registrazioni del livello di falda nella documentazione della campagna di indagine dell'Aprile 2021. Le campagne di monitoraggio della falda effettuate tra Aprile 2024 e Marzo 2025 indicano che la profondità della falda freatica varia tra 13,0m e 20,8m dal p.c. Queste profondità corrispondono a quote comprese tra +181,8 m slm e +190,0 m slm. I dati di monitoraggio coprono un periodo di un anno ed evidenziano che il livello delle acque sotterranee oscilla stagionalmente e il flusso principale segue la direzione da Nord a Sud. A causa dell'eterogeneità dei depositi misti, all'interno del sito possono essere presenti lenti localizzate e discontinue di acque sotterranee arroccate. Le letture dei livelli freatici effettuate in tre piezometri (PZ2, MW7 e MW8) situati nell'angolo sud-occidentale del sito hanno indicato livelli anomali della falda compresi tra 7,4 e 10,7 m dal p.c. La campagna di indagini in corso fornirà ulteriori dati per chiarire i livelli della falda misurati in questi piezometri, al fine di determinare i livelli di progetto.

Considerazioni geotecniche	Scavi Lo scavo dei terreni del sito sarà facilmente realizzabile utilizzando attrezzature idrauliche tipiche come escavatori o terne. Si prevede che pendenze fino a 1:2 dovrebbero essere facilmente realizzabili. Si prevede anche che gli scavi saranno effettuati prevalentemente all'interno dello strato dei terreni di riporto, con eventuali scavi all'interno dello strato sottostante caratterizzato depositi misti sciolti, il quale può presentare potenziali difficoltà riguardante la stabilità del fronte di scavo. L'Impresa esecutrice dovrà valutare e tenere conto delle condizioni meteorologiche per la pianificazione di qualsiasi movimento dei terreni, in particolare di quelli coesivi, per garantire che le condizioni degli scavi non si degradino durante i lavori. Analisi sismica È stata condotta l'analisi della risposta sismica del sito alle sollecitazioni unidirezionali nel tempo per ottenere lo spettro superficiale linearizzato per il sito. Il valore massimo di accelerazione superficiale previsto è di 0,47 g (4,6 m/s^2) per il periodo fondamentale del sito di 0,35 secondi. Cedimento di materiali sciolti È necessaria la valutazione del cedimento da collasso a causa del rischio di ritrovamento di "occhi pollini" e della presenza di terreni sciolti in loco. I calcoli basati su parametri sismici e geotecnici specifici del sito indicano un cedimento nell'ordine di grandezza vicino ai 100 mm. Dunque, si ritengono necessarie fondazioni su pali per le strutture principali proposte, in modo da limitare i cedimenti. Si noti che, per una magnitudo di cedimento di questa grandezza, qualsiasi cedimento di collasso dei terreni sciolti imporrebbe forze di "trascinamento" (*downdrag*) che devono essere considerate per la progettazione dei pali; si consiglia pertanto che per la capacità portante dei pali si consideri solo il contribuito offerto dalla lunghezza dei pali al di sotto di questi terreni sciolti. Fondazioni A causa delle caratteristiche dei depositi misti sciolti coesivi e granulari presenti in tutto il sito fino a profondità massime di 12.0m, si prevede che per le strutture principali siano necessarie fondazioni su pali che si estendono nei depositi misti densi sottostanti. I pali trivellati a elica continua (CFA) potrebbero essere un'opzione di fondazione adatta per garantire il supporto dei materiali durante lo scavo.
Raccomandazioni	Stratigrafia di progetto La stratigrafia di progetto su cui si basa la progettazione delle fondazioni verrà riesaminata e convalidata una volta completate le ulteriori indagini sul terreno attualmente in corso e resi disponibili i dati di campo. Costruzione dei pali Si raccomanda il coinvolgimento dell'Impresa esecutrice per verificare la realizzabilità dei pali CFA e/o per consigliare la tecnica di costruzione dei pali più adeguata sulla base dell'esperienza e della conoscenza delle condizioni del terreno locale. Ostruzioni nel terreno legate ai fabbricati esistenti Le strutture esistenti in sito sono attualmente in fase di demolizione. Si ritiene necessario verificare la presenza di fondazioni profonde e strutture interrate dopo la conclusione dei lavori di demolizione. È indispensabile che la posizione e il piano quota della testa dei pali rimanenti nel terreno dopo i lavori di demolizione siano misurate e registrate in modo che si possa fare un confronto con l'ubicazione delle fondazioni proposte come parte dell'opera di intervento. Compattazione del terreno Si raccomanda di eseguire prove di compattazione in tutte le aree in cui sono stati compiuti recenti lavori di riempimenti di scavo, ad esempio per demolizioni di strutture esistenti, per garantire il raggiungimento di un livello di compattazione adeguato in profondità dei materiali di riempimento. Si prevede che gli spessori degli strati di compattazione adottati dall'Impresa in carico dei lavori di demolizione variano da 0.5 a 1.0m; questo aspetto, insieme alle condizioni asciutte dei materiali di riempimento, potranno richiedere ulteriori lavorazioni di compattazione in fase di costruzione delle strutture sul sito.

1. Premesse

Il presente documento, redatto da Arup Italia S.r.l., descrive gli aspetti geotecnici relativi alla realizzazione di un nuovo Data Centre, situato nella città di Vimercate (Provincia di Monza e Brianza) nella Regione Lombardia nel Nord Italia.

Nell'ambito di un precedente incarico in fase di fattibilità, nel Marzo 2025 Arup ha preparato la relazione geologica riguardante il sito, con lo scopo di identificare i rischi e i vincoli geologici che possono avere un impatto sull'intervento. La progettazione geotecnica del Data Centre presentata in questa relazione si basa su indagini geotecniche condotte in sito in passato. Ulteriori indagini geotecniche sono attualmente in corso per integrare e convalidare i risultati attualmente disponibili.

Nell'Aprile del 2021, Vitali S.p.A. ha intrapreso una campagna di indagini nell'area occidentale del sito. Inoltre, tra Gennaio e Febbraio del 2024, Tecnitalia Servizi ha effettuato una campagna di indagini geo-ambientali su tutta l'estensione del sito per confermare le condizioni del terreno, seguita da un periodo di monitoraggio post-lavori per identificare eventuali contaminazioni riscontrate nei terreni e nelle acque sotterranee.

La campagna di indagine intrusiva progettata e specificata da Arup è stata avviata a inizio Maggio 2025 con i lavori condotti da Ramboll e dai suoi subappaltatori. I risultati ottenuti da queste indagini supplementari saranno incorporati in una revisione del presente documento una volta che i dati di campo e i risultati delle indagini di laboratorio saranno resi disponibili per l'interpretazione.

1.1 Scopo della presente relazione

Lo scopo di questa Relazione Geotecnica è di:

- Riassumere i risultati delle indagini storiche effettuate sul sito;
- Fornire un'interpretazione dei dati di campo ottenuti delle indagini storiche;
- Fornire un modello geotecnico e i parametri geotecnici di progetto per le strutture proposte;
- Presentare i principi della progettazione geotecnica delle fondazioni;
- Registrare i rischi geotecnici associati alla costruzione delle strutture proposte.

Il presente documento deve essere letto congiuntamente alla Relazione Geologica (ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0001, P01).

1.2 Limitazioni

La presente relazione è stata preparata per il Cliente sulla base delle loro istruzioni e requisiti particolari. Le informazioni contenute in questa relazione non sono destinate e non devono essere utilizzate da terzi. Qualsiasi altra parte che utilizzi queste informazioni per qualsiasi scopo lo fa a proprio rischio ed è escluso qualsiasi obbligo nei confronti di tale parte.

L'interpretazione delle condizioni del terreno si basa sulle informazioni ottenute da documenti esistenti, sulle informazioni di terze parti acquisite di recente e sulle informazioni disponibili riguardanti le campagne di indagini storiche del sito. Competenza, cura e diligenza sono state esercitate nella redazione di queta relazione sulla base dei tempi e delle informazioni disponibili.

2. Documenti di riferimento

2.1 Documentazione esistente

I seguenti documenti sono stati utilizzati per l'interpretazione dei risultati descritti nella presente relazione.

- Vitali (Aprile 2021) – Relazione Geologica per la demolizione e costruzione di una struttura destinata ad uso industriale a Vimercate;
- Tecnitalia Servizi (Marzo 2024) – Area ex-IBM Environmental Due Diligence Report;
- TEA Consulting (Aprile 2024 – Marzo 2025) – Monitoraggio acque di falda presso l'area ex-IBM di Vimercate;
- Arup (Gennaio 2025) – Scope of additional ground investigations (ITA1-PM-XXX-XX-RP-G-00-01);
- Arup (Aprile 2025) – Vimercate Data Centre RIBA 3 Stage Basis of Design (ITA1-DCZ-XXX-XX-RP-G-00-01);
- Arup (Maggio 2025) – Relazione Geologica - Vimercate Data Centre (ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0001, P01).

2.2 Standard e norme di progettazione

Il presente documento è stato redatto in conformità alle seguenti normative:

- D.M. 17.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018);
- D.G.R. 30.11.2011 – "Criteri e linee guida per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo territoriale, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12", approvato con decreto legislativo 22 dicembre 2005, n. 8/1566 e successivamente modificato dal decreto legislativo 28 maggio 2008, n. 8/7374";
- D.G.R. 08.10.2015 – n. X/4144 "Ulteriore proroga del termine per l'entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129 Aggiornamento delle zone sismiche nella Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lettera d)";
- UNI EN 1997-1:2005 – "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: norme generali";
- UNI EN 1998-1:2005 – "Eurocodice 8: Progettazione di strutture per la resistenza sismica – Parte 1: regole generali per le azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8: Progettazione di strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici".

3. Il sito

3.1 Inquadramento geografico

Il sito in oggetto è ubicato nel Comune di Vimercate in provincia di Monza e Brianza (coordinate N 45° 37' 48.9", O 9° 21' 31,7") e occupa una superficie di circa 271.000m^2, a circa 2,0 km a Nord-Ovest dal centro del Comune. L'ubicazione del sito di intervento è mostrata in Tavola 1.

Il sito è situato tra le zone urbane di Vimercate (a Sud-Est) e Velasca (a Nord-Ovest), ed è attualmente un complesso industriale dismesso precedentemente di proprietà di IBM. Il sito rimase inedificato fino alla costruzione della sede italiana di IBM nel 1966. Nel corso degli anni '90 sono state costruite nuove strutture all'interno del complesso industriale, con una espansione a Nord e a Sud rispetto all'area inizialmente occupata. Tutte le strutture presenti nel sito sono attualmente in fase di demolizione, in modo tale da preparare il sito alla costruzione dell'intervento proposto.

Il confine settentrionale dell'area di interesse è delimitato dalla Via John Fitzgerald Kennedy, oltre la quale si trovano un impianto fotovoltaico e un complesso industriale. A Est, il sito è confinato dalla Tangenziale Est (Via Lecco), adiacente a terreni agricoli e al Comune di Vimercate. Terreni agricoli circondano l'area anche a Sud e Ovest. Il centro abitato di Velasca, frazione del Comune di Vimercate, dista circa 300 m dal confine Nord-Occidentale del sito.

Il territorio di Vimercate è caratterizzato da una morfologia prevalentemente pianeggiante, tipica della Pianura Padana, e l'area di intervento presenta quote altimetriche comprese tra +205 m e +209 m s.l.m., con un lieve declivio da Nord a Sud, con le quote più basse localizzate nella parte meridionale del sito.

L'inquadramento dell'area di studio è mostrato in Figura 3.1 sulla Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia (Foglio B5, Sezione B5D4, Vimercate) in scala 1:10.000, con il sito indicato in rosso.

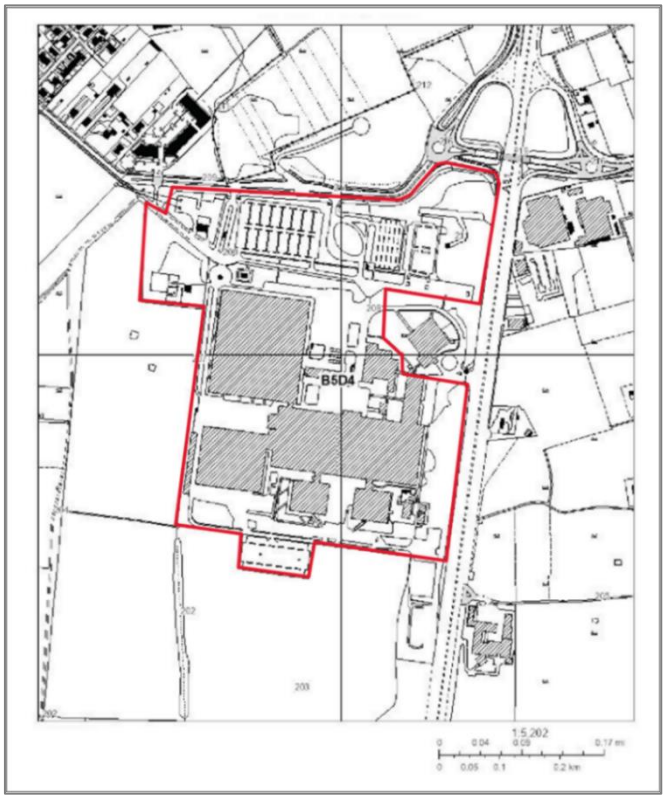


Figura 3.1 – Estratto dalla Cartografia Tecnica della Regione Lombardia (Foglio B5, Sezione B5D4, Comune di Vimercate)

3.2 Descrizione generale dell'intervento

Il progetto prevede la costruzione di tre nuovi edifici su due piani (DC1, DC2 e DC3) ubicati nelle zone centrali e meridionali della lottizzazione, su una superficie di circa 183.000 m², come illustrato in Figura 3.2.

È prevista inoltre la realizzazione di una zona destinata agli impianti tecnologici a servizio di ciascun edificio e di un'area di parcheggio situata nella parte settentrionale dell'area di intervento.

La progettazione dell'intervento è ad oggi ancora in fase di sviluppo e verrà dettagliata nelle successive fasi progettuali.

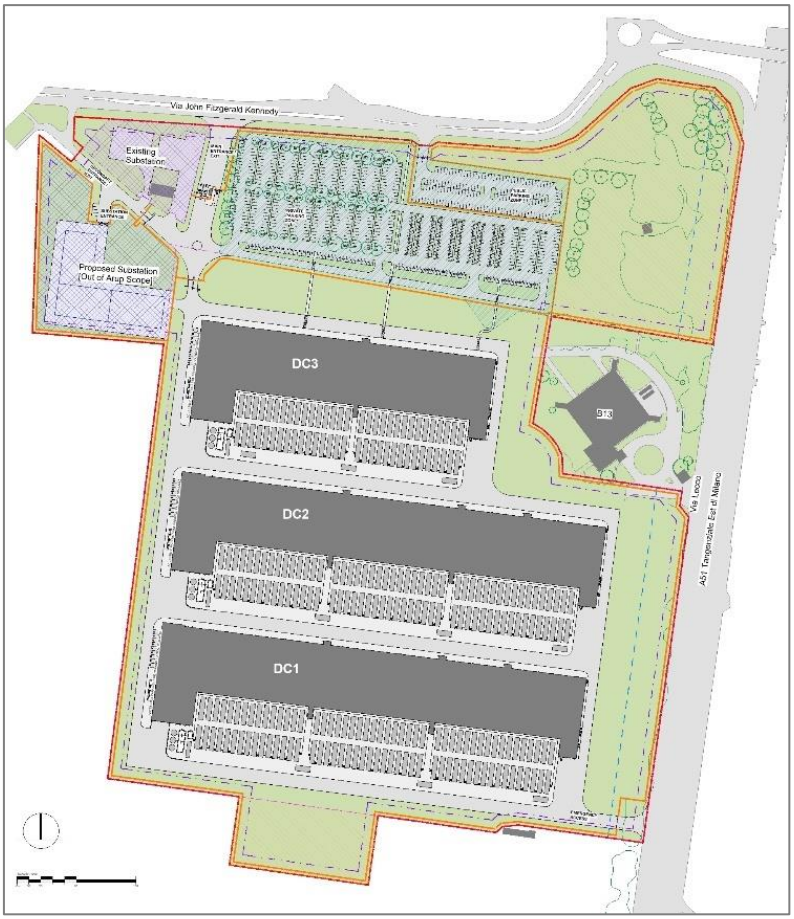


Figura 3.2 – Intervento in progetto

3.3 Geologia

Dal punto di vista geologico e geomorfologico, l'area interessata dall'intervento si colloca in una zona di transizione tra le antiche superfici terrazzate poste a quote superiori rispetto all'attuale pianura e la pianura milanese propriamente detta. Il contesto morfologico è quindi riconducibile a forme residuali di terrazzi fluvio-glaciali relitti, modellati nel tempo da processi deposizionali e di erosione.

La cartografia geologica pubblicata nel Piano di Governo Territoriale (PGT) di Vimercate indica la seguente sequenza geologica dei depositi naturali presenti nel sito:

- Geologia superficiale corrispondente all'Unità "Diluvium Medio", caratterizzata da depositi di origine eolica (limi, limi sabbiosi e limi argillosi con spessore tipico compreso tra 65 e 140 cm) sovrastanti depositi di origine glaciofluviale (sedimenti più grossolani, tipicamente ghiaie in matrice limosa o sabbiosa limosa a profondità da 3.0 a 5.0m dal p.c.);
- depositi sottostanti appartenenti all'unità "Ceppo Lombardo", descritta come un conglomerato di sabbie cementate e ghiaie tipicamente incontrate a profondità comprese tra 5.0 e 50.0m dal p.c..

La presenza di terreni di riporto è prevista in tutto il sito con spessori diversi ma significativi, associati allo sviluppo storico del sito, e recentemente al riempimento delle strutture sotterranee demolite in preparazione dei lavori proposti.

3.4 Idrogeologia e idrologia

L'elemento idrografico principale dell'area oggetto di studio è il Torrente Molgora, il quale scorre con direzione da Nord Ovest a Sud Est a circa 850m ad Est dell'area in esame.

Il Piano di Governo Territoriale (PGT) di Vimercate ha individuato all'interno del perimetro del sito le seguenti unità idrogeologiche:

- Unità ghiaioso-sabbiosa (cosiddetto "acquifero libero tradizionale") costituita da ghiaie e sabbie, spesso cementate (Ceppo) e da intercalazioni argillose. Si tratta del cosiddetto "acquifero libero tradizionale", contenente la falda libera, molto produttiva per l'elevata permeabilità dei depositi che lo costituiscono, e perché viene alimentato direttamente tramite l'infiltrazione delle acque meteoriche. I depositi sono di origine alluvionale e fluvioglaciale, sedimentati in ambienti di alta energia, il cui limite con la sottostante litozona è caratterizzato dalla presenza di avvallamenti, dovuti ad antiche incisioni fluviali.

- Unità sabbioso-argillosa costituita da argille e limi con livelli e lenti sabbioso-ghiaiose. Vi possono essere presenti anche livelli torbosi, che indicano ambienti di sedimentazioni di tipo palustre, e fossili. L'acquifero presente in questa unità è del tipo in pressione (confinato), con produttività in genere limitata. Talvolta l'acquifero profondo è collegato con l'acquifero superficiale, tanto che possono essere considerati nell'insieme un unico acquifero multistrato.

Secondo la suddivisione delle unità idrostratigrafiche della pianura lombarda, basata sugli studi Regione Lombardia (ENI, 2002), l'andamento del flusso idrico sotterraneo che riquadra il sito di intervento corrisponde ai gruppi acquiferi A e B. Il gruppo idrostratigrafico A riguarda la porzione più superficiale dell'acquifero tradizionale (litozona ghiaioso-sabbiosa superficiale), generalmente libero, mentre il gruppo idrostratigrafico B include la porzione più profonda, generalmente confinata o semiconfinata (litozona sabbioso-ghiaiosa e conglomeratica).

Il Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (PGRA) pubblicato dall'Autorità di Bacino del Distretto del Po (2023) attesta che la probabilità di inondazioni fluviali e costiere, di inondazioni superficiali e sotterranee nelle immediate vicinanze dell'area di studio è trascurabile.

3.5 Presenza delle caratteristiche "Occhi Pollini"

Gli "occhi pollini" rappresentano un fenomeno tipico dell'Alta Pianura Lombarda, il cui sviluppo è strettamente connesso a specifiche condizioni geologiche e idrogeologiche, sia a scala locale che regionale. Si tratta di cavità sotterranee, generalmente localizzate all'interno di sedimenti alterati, la cui volumetria può raggiungere diversi metri cubi.

Tali cavità si presentano come vuoti nel sottosuolo, parzialmente o totalmente riempiti da sedimenti, in funzione delle condizioni di circolazione o ristagno delle acque sotterranee e dell'eventuale presenza di reticoli di gallerie naturali. Gli occhi pollini possono essere interpretati come un sistema di vuoti interconnessi, attraverso cui avviene il deflusso delle acque sotterranee verso una falda acquifera, una risorgenza o un corpo idrico superficiale. Il meccanismo genetico degli occhi pollini è riconducibile principalmente a fenomeni di dissoluzione della frazione carbonatica presente nei depositi e al successivo trasporto meccanico delle particelle fini (limi e argille) ad opera delle acque in circolazione, configurando un processo di erosione ipogea.

La formazione e l'evoluzione degli occhi pollini risultano fortemente condizionate da fattori litologici e stratigrafici, tra cui si segnalano:

- Il grado di alterazione dei depositi geologici;
- La presenza o meno di cementazione dei materiali;
- La variabilità della permeabilità dei terreni e della circolazione idrica sotterranea.

Dal punto di vista geotecnico, i terreni soggetti a tale fenomeno presentano una marcata riduzione dei parametri meccanici, in particolare in termini di resistenza penetrometrica e coesione apparente. La presenza di cavità comporta fenomeni di detensionamento locale del terreno, con conseguente riduzione della capacità portante e potenziali cedimenti localizzati. Tali evidenze risultano supportate dalla correlazione tra le

anomalie riscontrate nelle prove penetrometriche e la distribuzione delle cavità documentata in letteratura tecnica e scientifica.

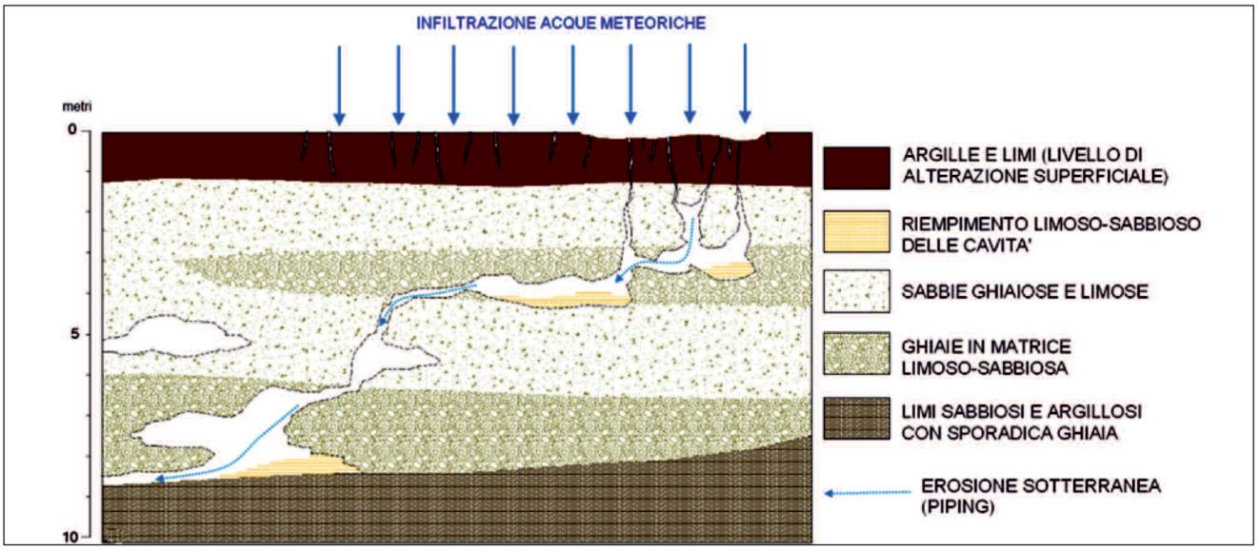


Figura 3.3 – Rappresentazione schematica di cavità (occhi pollini) generate da fenomeni di erosione sotterranea ad opera delle acque di infiltrazione (Lorenzo et al., 2015)

Il Comune di Vimercate è situato nella zona di transizione tra l'alta e la bassa Pianura Padana, in un contesto geologico caratterizzato dalla presenza di depositi fluvioglaciali, costituiti da ghiaie e sabbie a matrice, con grado di alterazione variabile da moderato a medio, appartenenti al Sistema di Binago. Tali condizioni geologiche, unitamente al contesto idrogeologico dell'area, favoriscono la formazione di cavità sotterranee conosciute come "occhi pollini".

Il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP) vigente di Monza e Brianza include la cartografia relativa al grado di suscettibilità al fenomeno degli "occhi pollini" sull'intero territorio provinciale, rappresentata in Figura 3.4.

Il territorio comunale di Vimercate ricade in zone di suscettività al fenomeno degli "occhi pollini" da moderata a molto alta. La stessa documentazione evidenzia che, sul contesto locale degli interventi proposti, il sito di studio ricade interamente in una zona di alta suscettività al fenomeno degli occhi pollini, come indicato in Figura 3.5.

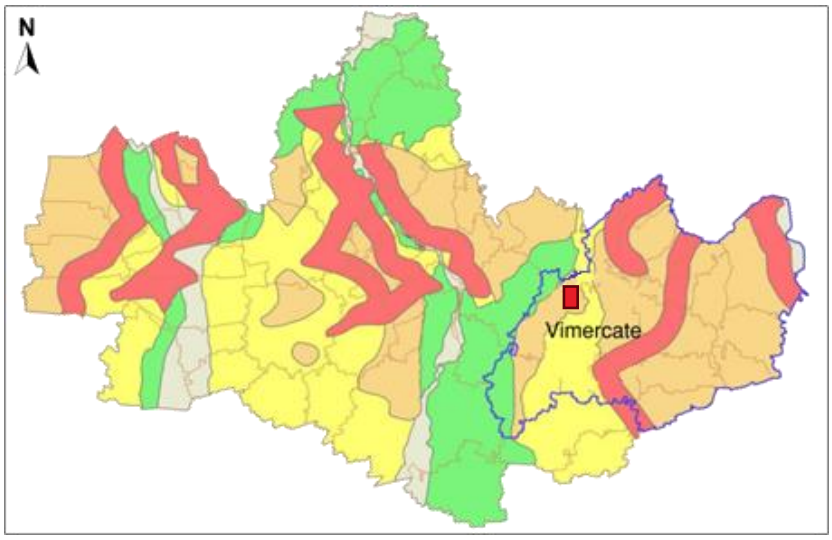


Figura 3.4 – Carta delle classi di suscettività al fenomeno occhi pollini per il territorio della Provincia di Monza e della Brianza (PTCP vigente). I colori verde, giallo, arancione e rosso corrispondono a zone di suscettività bassa, moderata, alta e molto alta.

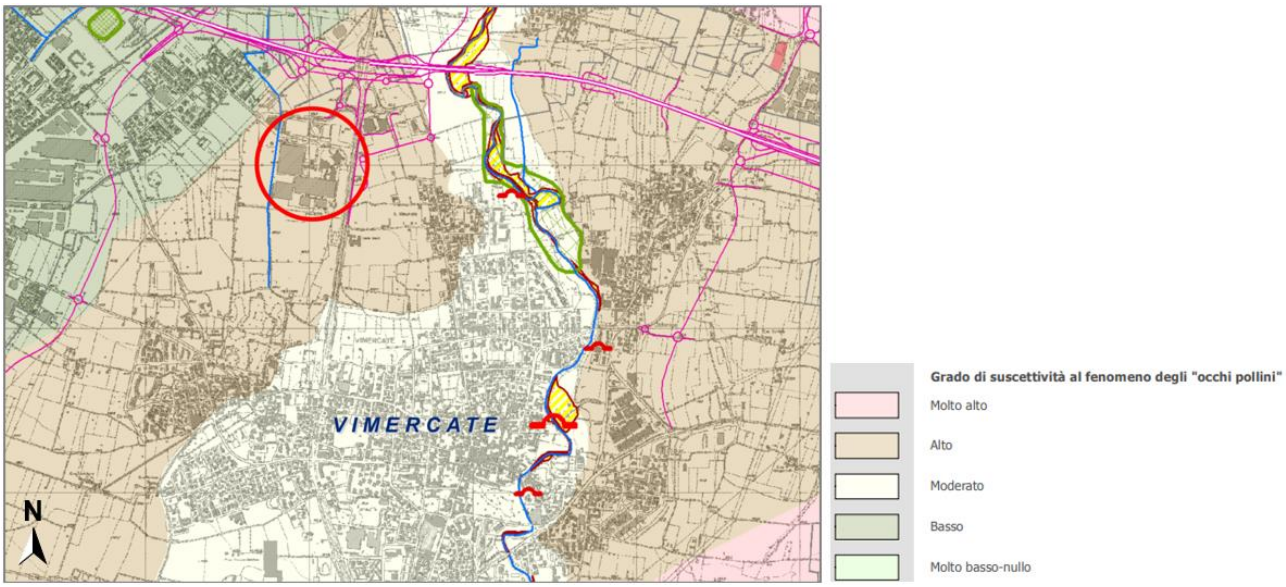


Figura 3.5 – Carta delle classi di suscettività al fenomeno occhi pollini per il sito di intervento evidenziato in rosso (PTCP vigente).

Il PTCP della Provincia di Monza e della Brianza stabilisce specifiche disposizioni normative per la gestione e la pianificazione territoriale in relazione alla presenza del fenomeno degli "occhi pollini" a cui si rimanda per ulteriori specifiche.

Tra le azioni prioritarie individuate dal PTCP, si evidenzia il divieto di infiltrazione e dispersione di acque meteoriche o reflue nel sottosuolo all'interno delle aree classificate a suscettibilità alta o molto alta, al fine di prevenire l'innesco o l'aggravamento dei processi erosivi sotterranei responsabili della formazione degli occhi pollini.

3.6 Inquadramento sismico

Per l'analisi della sismicità storica dell'area di progetto, sono stati considerati i dati relativi al Comune di Vimercate presenti nella banca dati macrosismica italiana DBMI15. Tale database raccoglie e riporta eventi sismici registrati nel periodo di osservazione compreso tra l'anno 1000 e il 2020. Dall'analisi della banca dati macrosismica DBMI15, si rilevano 9no. eventi sismici risentiti a Vimercate tra il 1885 e il 2008, con intensità macrosismica Mw compresa tra 4.7 e 6.0, secondo la scala MMS (magnitudo del momento sismico) la quale classifica eventi sismici in termini dell'energia liberata da essi.

L'allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), specifica che la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento deve essere ricavata dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Nella figura seguente sono riportati i valori di accelerazione definiti per i nodi del reticolo di riferimento nazionale ricavato dal sito dell'INGV (https://esse1-gis.mi.ingv.it/), con un estratto di mappa centrato sull'area oggetto di studio.

La mappa rappresenta il modello di pericolosità sismica per l'Italia e i diversi colori indicano il valore di scuotimento (PGA = Peak Ground Acceleration; accelerazione di picco del suolo, espressa in termini di g, l'accelerazione di gravità) atteso con una probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni su suolo rigido (classe A, Vs30 > 800 m/s) e pianeggiante.

L'area di studio ha un valore di sismicità di base $ag_{(475)}$ pari a 0.069g, come riportato nella seguente Figura 3.6.

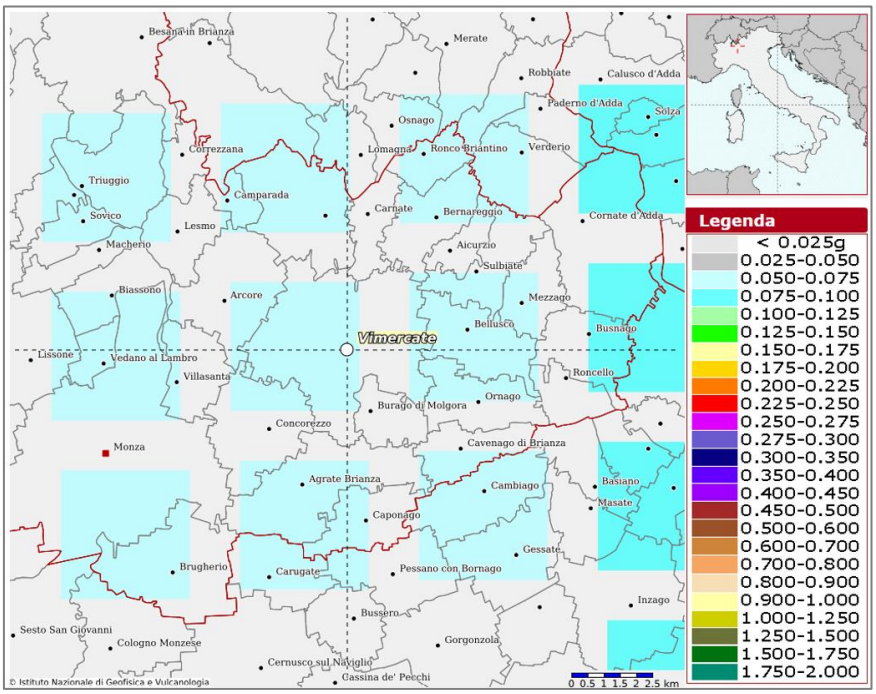


Figura 3.6 – Nodi di accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni (Modello di pericolosità sismica MPS04-S1 INGV).

4. Indagini geognostiche

4.1 Indagini geognostiche storiche

Le indagini geotecniche storiche condotte all'interno del sito oggetto di sviluppo comprendono le campagne intraprese da Vitali S.p.A nell'Aprile 2021 e da Tecnitalia Servizi tra Gennaio e Febbraio del 2024. Una sintesi delle indagini eseguite viene fornita nei paragrafi successivi.

L'ubicazione delle indagini geognostiche effettuate sul sito di intervento tra il 2021 e il 2024 ed utilizzate per la caratterizzazione geotecnica preliminare è rappresentata in Tavola 2. I dati di campo ottenuti da tali indagini sono riportati nell' **Error! Reference source not found.** e **Error! Reference source not found.** della presente relazione.

4.1.1 Indagini svolte nel 2021

La campagna di indagini intrusive svolte nel mese di Aprile 2021 da Vitali S.p.A. nell'area occidentale del sito ha compreso:

- 2 no. sondaggi a carotaggio continuo fino a 25m di profondità;
  - Prove di resistenza alla penetrazione standard (SPT) eseguite all'interno di ciascun foro;
- 8 no. prove penetrometriche dinamiche (SCPT) condotte a profondità comprese tra 6,3 e 9,6 m di profondità dal p.c. lungo il perimetro delle strutture esistenti in sito;
- 1 no. prove Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW).

4.1.2 Indagine sul terreno intrapresa da Tecnitalia Servizi nel 2024

La campagna di indagini a scopo ambientale eseguite da Servizi Tecnitalia su tutta l'area del sito nel periodo fra Gennaio e Febbraio del 2024 ha compreso:

- 67 no. trincee fino a ad una profondità massima di 5m dal p.c. mirate alla raccolta di campioni di terreno superficiali per analisi ambientali di laboratorio;
- 14 no. prove penetrometriche dinamiche (SCPT) fino a rifiuto (da 8 a 13.5 m da p.c.);
- 17 no. sondaggi a carotaggio continuo fino a 10m di profondità con scopo di condurre analisi ambientali;
- 4 no. sondaggi a carotaggio continuo fino a 35m di profondità;
  - Prove di resistenza alla penetrazione standard (SPT) eseguite all'interno di ciascun sondaggio;
  - 2 no. installazioni di piezometri per il monitoraggio delle acque sotterranee all'interno di due fori di sondaggio.
- 2 no. prove Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW);
- 2 no. prove Horizontal to Vertical Seismic Ratio (HVRS).

4.1.3 Prove di laboratorio

Nessuna prova di laboratorio è stata effettuata nell'ambito della campagna di indagini condotta nel 2021.

L'elenco delle prove geotecniche di laboratorio effettuate su campioni di terreno ottenuti nella campagna di indagini del 2024 è molto limitato e i risultati ottenuti non sono sufficienti per una caratterizzazione completa delle condizioni del sito. Le prove geotecniche effettuate da un laboratorio italiano accreditato e attualmente disponibili sono riassunte nel seguente Tabella 4.1.

Tabella 4.1 – Programma di prove di laboratorio geotecnico per i campioni raccolti nel 2024

Prove geotecniche	No. di prove
Umidità naturale	2
Peso di volume unitario	2

Prove geotecniche	No. di prove
Limiti di Atterberg	2
Distribuzione granulometrica (PSD) – A setaccio umido	2
Distribuzione granulometrica (PSD) – Pipetta	2
Prova edometrica con carico incrementale	2
Prova di taglio diretto	2

4.1.4 Monitoraggio della falda

La documentazione disponibile sul sito segnala la presenza e ubicazione di 16 no. piezometri sul sito risalenti prima del 2024, tuttavia non si trovano le informazioni riguardanti la geometria e lo stato operativo dei pozzi.

Durante la campagna di indagine eseguite fra Gennaio e Febbraio del 2024, ulteriori piezometri sono stati installati all'interno di due sondaggi di 35m per consentire il monitoraggio dei contaminanti e della soggiacenza nel sito. I dettagli delle installazioni vengono forniti nel seguente Tabella 4.2.

Tabella 4.2 – Dettagli sulle installazioni di monitoraggio delle acque sotterranee disponibili

Sondaggio	Tipo di installazione	Zona di risposta (m dal p.c.)	Zona di risposta (m slm)	Formazione geologica mirata
PZ1	Piezometro	da 3,0 a 35,0	Da +204 a +172	Diluvium Medio / Ceppo Lombardo
PZ2	Piezometro	da 3,0 a 35,0	Da +202,85 a +170,85	Diluvium Medio / Ceppo Lombardo

Nel 2024 sono stati installati altri cinque piezometri (da PZ3 a PZ7) all'interno dei confini del sito per il monitoraggio ambientale dei contaminanti, eseguito da TEA Consulting. Non sono disponibili ulteriori informazioni oltre l'ubicazione di questi piezometri. La quota del piano campagna, la lunghezza e le zone di risposta corrispondenti devono ancora essere confermati.

I livelli piezometrici in tutto il sito sono stati raccolti durante quattro cicli di monitoraggio effettuati tra Aprile 2024 e Marzo 2025. L'ubicazione piezometri oggetti di indagine a fini di monitoraggio è indicata Tavola 3.

I dati di soggiacenza ottenuti a partire dal 2021 sono descritti in dettaglio nella Sezione 5.2.

4.2 Proposta di ulteriori indagini sul terreno

Ulteriori indagini geognostiche sono state specificate per il progetto. La campagna di indagine attualmente in corso è iniziata il 5 Maggio 2025 ed è condotta da Ramboll, con una durata prevista di cinque settimane di indagini in sito.

Lo scopo della campagna di indagine è quello di fornire informazioni geotecniche per integrare i risultati delle indagini storiche e caratterizzare il modello geotecnico per la progettazione geotecnica della fase di RIBA 4 per l'intervento proposto. Le indagini geognostiche intrusive in sito comprendono quanto segue:

- 10 no. sondaggi a carotaggio continuo fino a 40m di profondità, situati in prossimità del perimetro delle strutture proposte;
    - Test di penetrazione standard (SPT) in situ a intervalli regolari all'interno di ciascun foro, insieme a campionamento indisturbato ove appropriato;
- 15 no. trincee fino a un metro di profondità;
    - Prove di carico su piastra (PLT) in situ all'interno di ogni trincea;
- Prove di laboratorio a scopo geotecnico, tra cui:
    - Distribuzione granulometrica (PSD);
    - Limiti di Atterberg;
    - Prove di taglio (non consolidate e consolidate);
    - Prove triassiali o prove edometriche su campioni indisturbati (se ottenuti).

Il numero di sondaggi a carotaggio continuo e le profondità da raggiungere sono stati selezionati seguendo le raccomandazioni della EN 1997-2 (Clausola B.3) e delle NTC 2018.

L’ubicazione indicativa delle indagini geognostiche proposte è mostrata in Tavola 4. L'ubicazione effettiva di ciascuna indagine verrà concordata tra l'Impresa esecutrice delle indagini e il Cliente (o il loro rappresentante) tenendo conto dei vincoli del sito come l'accesso, l'ubicazione dei servizi, le attività di altri appaltatori in loco (ad esempio per i lavori di demolizione) e lo stato della demolizione delle strutture esistenti in loco. L'ubicazione di tutte le indagini realizzate verrà indicata nella relazione con i dati di campo.

4.2.1 Limitazioni alle indagini

Le strutture esistenti sul sito e i lavori di demolizione impongono vincoli e limitazioni sul posizionamento delle indagini geognostiche, che idealmente sarebbero ubicate all'interno dell'impronta delle strutture proposte, e la capacità di acquisire i dati di indagine come menzionato sopra. La presenza di altri appaltatori e lo stato di demolizione delle strutture esistenti possono impedire l'ubicazione di eventuali indagini nelle posizioni proposte. Le aree che potrebbero non essere indagate presentano lacune nei dati e verranno interpretate tramite interpolazione e inferenza delle condizioni del terreno.

5. Caratterizzazione geotecnica dei terreni

5.1 Stratigrafia del suolo

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche storiche, la stratigrafia riscontrata sul sito è riassunta in Tabella 5.1. Il sito presenta una successione stratigrafica eterogenea, tipica dei depositi sedimentari di origine fluvioglaciale. I depositi misti sono caratterizzati da sabbie limose argillose localizzate intercalate e zone di limo argilloso sabbioso all'interno di sabbie, ghiaie e clasti di origine fluvioglaciale.

Tabella 5.1 – Stratigrafia del sito in base alle indagini storiche

Unità	Strato	Profondità fino alla sommità (m dal p.c.)	Profondità fino alla base (m dal p.c.)
-	Terreni di riporto	0,0	da 0,1 a 3,7
Depositi misti sciolti	Depositi sciolti granulari (incluso il "Ceppo")	da 0,1 a 3,7	da 7,5 a 15,1
	Depositi sciolti coesivi	da 7,5 a 15,4	da 12 a 20,6
Depositi misti da mediamente densi a densi	Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	da 8,5 a 13,0	15,0
	Depositi densi coesivi	da 15,4 a 22,4	da 24,1 a 26,5
	Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	da 24,1 a 26,7	> 35,0 (limite indagini)

5.1.1 Presenza di orizzonti conglomerati "Ceppo Lombardo"

La presenza di orizzonti conglomeratici cementati noti come "Ceppo Lombardo" è stata riscontrata in cinque sondaggi a carotaggio continuo (S1-2021, S2-2021, S18-2024, S19-2024, PZ1-2024), indicati in Tabella 5.2 . La profondità del tetto degli strati varia tra 6,5 m dal p.c. (osservata in S2-2021) e 26,7 m dal p.c. (osservata in S19-2024), indicando che non dovrebbero essere interconnessi ma esistere come orizzonti discreti separati nelle posizioni dei fori. Lo spessore degli strati varia da 0,5 m (osservato in S2-2021) a oltre 8,3 m (osservato in S19-2024).

Tabella 5.2 – Registrazioni del "Ceppo Lombardo" nei registri storici di trivellazione

Indagine	Profondità fino alla sommità (m dal p.c.)	Profondità fino alla sommità (m dal p.c.)	Spessore (m)
S1-2021	8.5	9.0	0.5
	11.4	12.0	0.6
S2-2021	6.5	7.5	1.0
	9.5	10.5	1.0
	13.3	14.3	1.0
S18-2024	12.0	18.8	6.8
S19-2024	26.7	Non dimostrato	> 8,3
PZ1-2024	12.2	15.4	3.2

5.2 Soggiacenza

Non ci sono registrazioni del livello di falda nella documentazione della campagna di indagine dell'Aprile 2021. La maggior parte delle registrazioni della falda effettuate tra Aprile 2024 e Marzo 2025 indicano che la profondità della falda freatica varia tra 13,0m e 20,8m dal p.c. Queste profondità corrispondono a quote comprese tra +181,8 m slm e +190,0 m slm come mostrato in Figura 5.1. I dati di monitoraggio coprono un periodo di un anno ed evidenziano che il livello delle acque sotterranee oscilla stagionalmente, e mostra una direzione del flusso da Nord a Sud. L'ubicazione dei piezometri viene mostrata nel Tavola 14.

Le letture dei livelli freatici effettuate in tre piezometri (PZ2, MW7 e MW8) situati nell'angolo sud-occidentale del sito hanno indicato livelli anomali di falda compresi tra 7,4 e 10,7 m dal p.c. La campagna di

indagini in corso fornirà ulteriori dati per chiarire i livelli della falda misurati in questi piezometri e per determinare i livelli di falda di progetto.

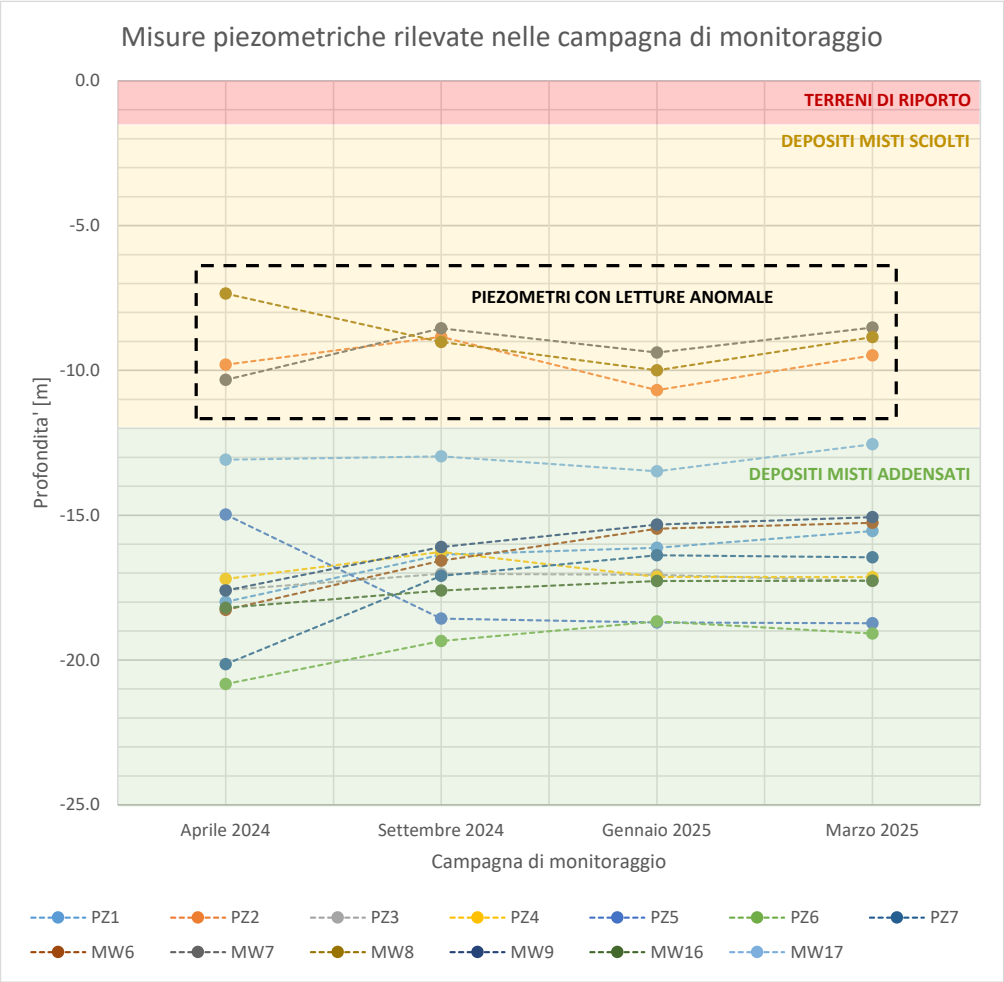


Figura 5.1 – Livelli dell'acqua di falda ottenuti dai monitoraggio

6. Descrizione dei terreni

6.1 Assunzioni e correlazioni

I parametri geotecnici caratteristici dei diversi strati sono stati derivati in base ai risultati delle indagini storiche sul terreno e delle seguenti fonti di dati e correlazioni pubblicate:

- Rapporto CIRIA 143 "Il test di penetrazione standard (SPT): metodi e uso" (1995)
  - Correlazioni del valore di SPT N con la resistenza a taglio non drenata per materiali coesivi;
  - Correlazioni del valore SPT N con la rigidezza per materiali coesivi e granulari.

- Norme britanniche BS-8004-2015+A1-2020 "Codice di condotta per le fondazioni"
  - Correlazioni dell'indice di plasticità con l'angolo di resistenza al taglio per materiali coesivi.
  - Correlazioni del valore SPT N con l'angolo di resistenza al taglio per materiali granulari;

- Progettazione e costruzione delle fondazioni, 7ª edizione, MJ Tomlinson.

6.1.1 Resistenza al taglio non drenata di materiali coesivi

L'Equazione 6.1 viene proposta per l'interpretazione della resistenza a taglio non drenata di materiali coesivi in sito.

$$c_u = f_1 * N_{SPT}$$

Equazione 6.1 – Correlazione tra i dati di campo SPT e la resistenza di taglio non drenata

6.1.2 Rigidezza

La rigidezza non drenata e drenata dei materiali è ottenuta attraverso la stima del Modulo di Young, come indicato in Equazione 6.2 e Equazione 6.3, rispettivamente.

$$E_u = 400 * c_u$$

Equazione 6.2 – Modulo di Young E_u in condizioni non drenate

$$E' = 0.75 * E_u$$

Equazione 6.3 – Modulo di Young E' in condizioni drenate

6.1.3 Rigidezza a piccole deformazioni

Il modulo di taglio a piccoli livelli di deformazione (G_0) è derivato dai risultati delle prove sismiche in situ, mediante l' Equazione 6.4 dove ρ corrisponde alla densità del materiale e Vs alla velocità dell'onda trasversale ottenuta dai calcoli MASW sul sito. La rigidezza dei terreni a piccoli livelli di deformazione è indicata in Equazione 6.5.

$$G_0 = \rho * V_s^2$$

Equazione 6.4 – Modulo di taglio G_0 a piccoli livelli di deformazione

$$E_0 = 2 * (1 + \nu) * G_0$$

Equazione 6.5 – Modulo di Young E_0 a piccoli livelli di deformazione

6.2 Interpretazione dei risultati dei test di penetrazione in situ

6.2.1 Resistenza alla penetrazione

La resistenza alla penetrazione dei materiali incontrati in cantiere con la profondità è stata interpretata in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche e delle prove di penetrazione standard (SPT), come descritto nei seguenti paragrafi.

6.2.1.1 Prove penetrometriche dinamiche

Le prove penetrometriche effettuate in sito tra il 2021 e il 2024 offrono informazioni sulla stratigrafia e sulla resistenza del terreno del sito, tramite il numero di colpi N_{30} per avanzamento del penetrometro, corrispondente a 300mm.

I risultati ottenuti sono rappresentati nella Figura 6.1 di seguito. Dal grafico si osserva che il numero di colpi vicino alla superficie raggiunge valori fino a 140, potenzialmente relativi alla presenza di terreni di riporto e/o strutture preesistenti sul sito legata alla costruzione dell'ex complesso industriale IBM.

Da una profondità di un metro a una decina di metri, il valore massimo di N_{30} registrato è di 25 colpi, indicando la presenza di terreni sciolti e di bassa densità. Il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali viene osservato a profondità superiori da 8.0 a 12.0 metri, dove è noto un aumento del numero di colpi richiesto per un avanzamento di 300mm. I risultati ottenuti a queste profondità, con N_{30} che arriva fino a 50 colpi, indicano la presenza di materiali moderatamente densi.

La presenza di orizzonti del substrato conglomerato "Ceppo Lombardo" può essere interpretata a profondità dove il numero di colpi registrati è significativamente più alto, raggiungendo valori fino a N_{30}=100 o laddove le prove penetrometriche vengono rifiutate a profondità comprese tra 8.0m e 9.5m dal p.c. come mostrato in Figura 6.1.

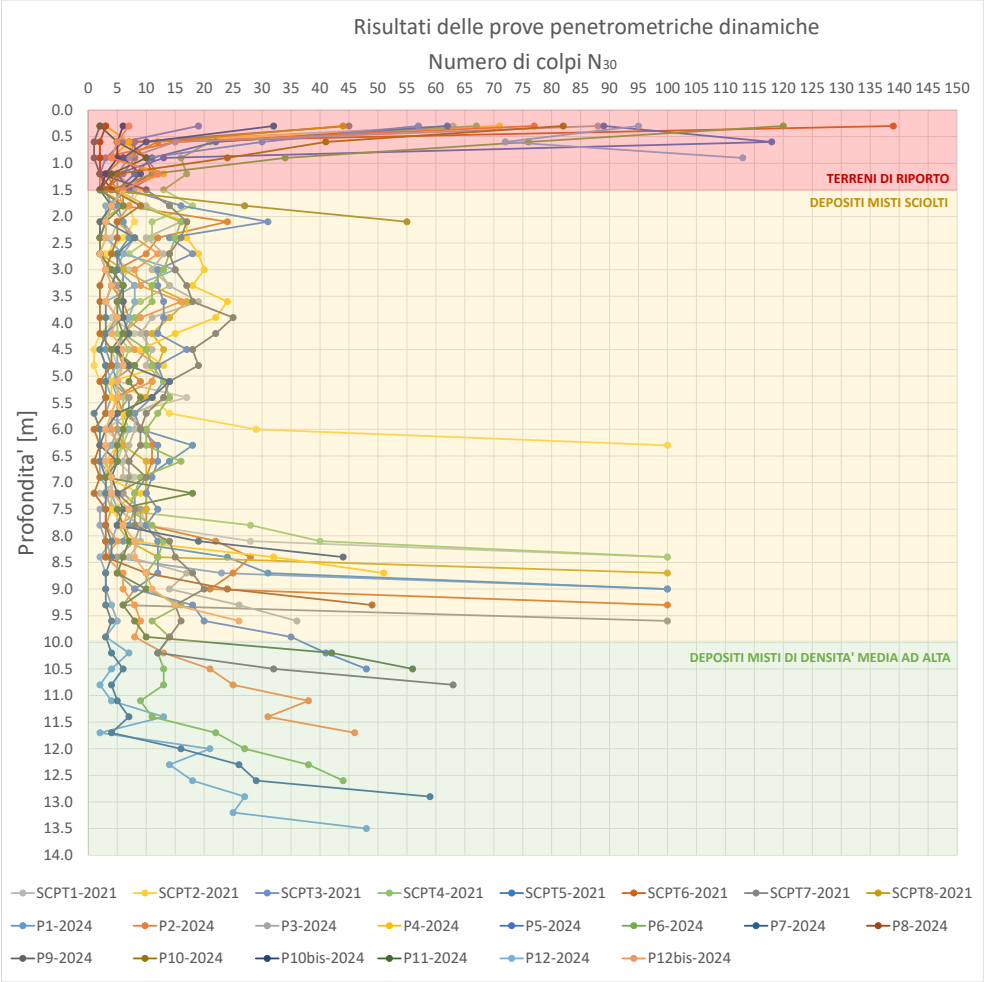


Figura 6.1 – Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

6.2.1.2 Prove di penetrazione standard (SPT)

Il valore del numero di colpi ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche in situ è stato corretto attraverso la seguente correlazione:

$$N_{SPT} = C_f * N_{30}$$

Equazione 6.6 – Correlazione tra il numero di colpi da prove SPT e prove penetrometriche dinamiche

Generalmente, il valore del fattore di correzione C_f tende ad 1.0 per materiali grossolani (sabbie, ghiaie e ghiaie limose) e tende a crescere per granulometrie più fini, raggiungendo C_f=3.0 per argille. Il valore di C_f adottato per il sito equivale a 1.4 in base alla litologia prevalente osservata in sito nelle profondità investigate (sabbie limose).

I valori del numero di colpi N_{SPT} (ottenuti dalla correlazione delle prove penetrometriche dinamiche e dai test effettuati all'interno dei fori di sondaggio) indicano che potenzialmente a basse profondità sono presenti terreni densi. Tuttavia, è probabile che l'alto valore dell'N_{SPT} osservato sia correlato a ostruzioni interrate oppure a materiali e/o manufatti di natura antropica come pavimentazioni stradali.

A profondità maggiori, i seguenti macro-strati possono essere interpretati in base alla resistenza del terreno alla penetrazione (stato di densità):

- Materiali prevalentemente molto sciolti o mediamente densi a profondità fino a 12,0 m dal p.c. in tutto il sito;
- Materiali da medio densi a densi a profondità maggiori, in tutto il sito;
- Zona di transizione tra questi due macro-strati a profondità comprese tra 7,5 m e 13,5 m dal p.c. in alcune verticali indagate.

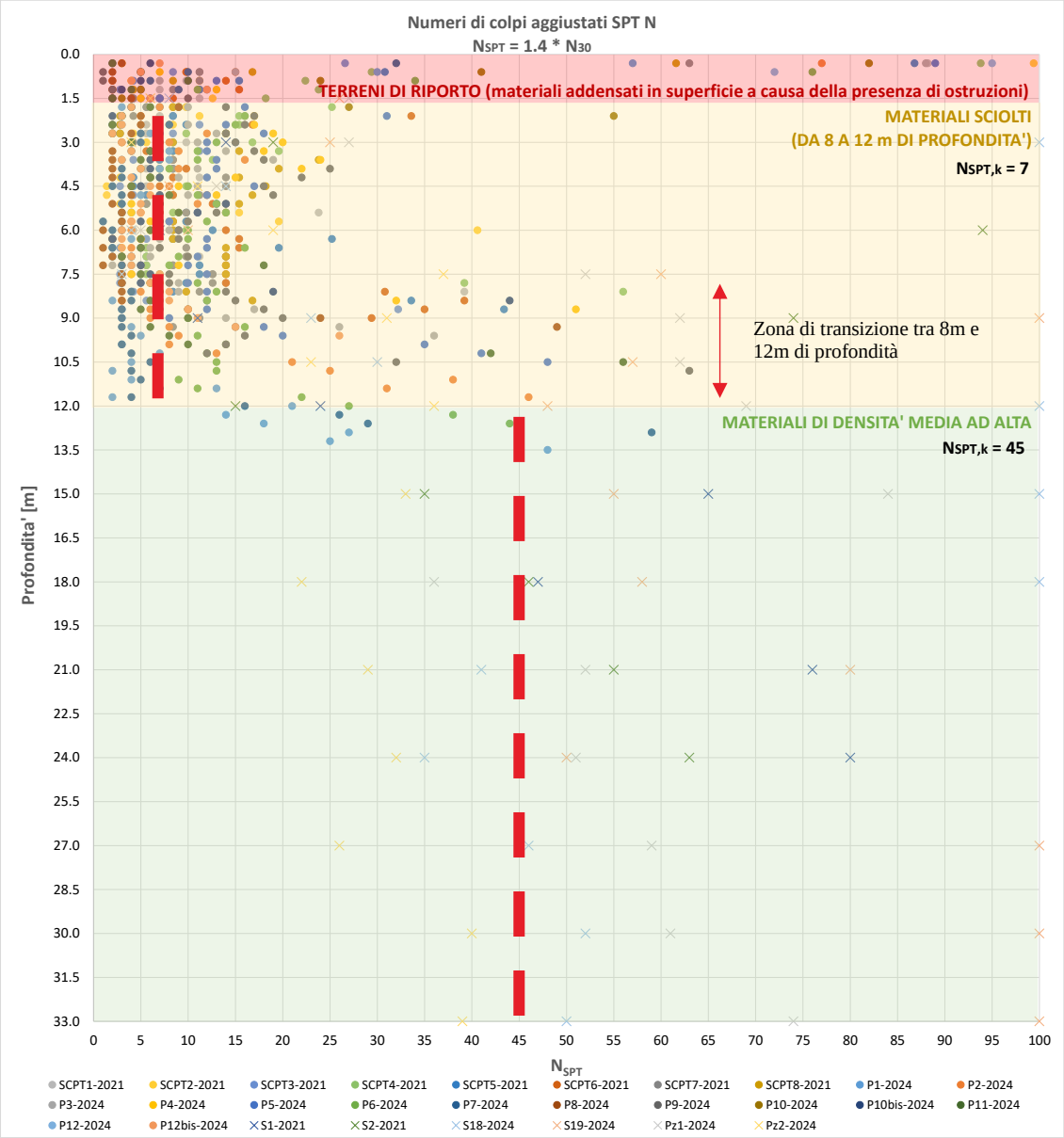


Figura 6.2 – Registrazioni N_{SPT} da indagini storiche sul terreno

6.2.2 Prove sismiche di campo

Tabella 6.1 e Tabella 6.2 di seguito riportano i valori della velocità media delle onde di taglio, spessore e profondità di ogni strato sismico ottenuti dalle prove Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) eseguite durante la campagna di indagini del 2024.

Tabella 6.1 – Risultati MASW 1 (2024)

Strato sismico	Velocità [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]	Interpretazione	$V_{s,eq}$ [m/s]
1	185	2.7	2.7	Terreno di riporto	350
2	225	5.0	7.7	Materiale sciolto di origine fluvioglaciale	
3	250	3.9	11.6		
4	560	7.5	19.6	Possibili orizzonti di natura conglomeratica e/o materiali densi	
5	495	7.2	26.3	Eventuale presenza di materiali non cementati e/o intercalazioni argillose limose	

6	690	3.7	30.0	Possibili orizzonti di materiale conglomeratico e/o denso	

Tabella 6.2 – Risultati MASW 2 (2024)

Strato sismico	Velocità [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]	Interpretazione	$V_{s,eq}$ [m/s]
1	180	1.8	1.8	Terreno di riporto	353
2	230	4.8	6.6	Materiale sciolto di origine fluvioglaciale	
3	215	3.2	9.8		
4	535	6.8	16.6	Possibili orizzonti di natura conglomeratica e/o materiali densi	
5	470	10.3	26.9	Eventuale presenza di materiali non cementati e/o intercalazioni argillose limose	
6	660	3.1	30.0	Possibili orizzonti di materiale conglomeratico e/o denso	

I risultati delle indagini MASW suggeriscono che i profili sismostratigrafici sono in buona correlazione con i risultati ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche.

6.3 Terreni di riporto

La presenza di terreni di riporto a profondità superficiali in tutto il sito è associata allo sviluppo del sito e ai recenti lavori relativi alla demolizione delle strutture e al riempimento degli scavi sotterranei demoliti in preparazione dei lavori proposti.

Si prevede che i terreni di riporto ottenuti dai lavori di demolizione di riempimenti di scavo saranno probabilmente a grana grossa (granulare) messi in posa sui depositi misti sciolti con spessori fino a 5,0m corrispondenti alla profondità dei seminterrati che occupano il sito prima dei lavori di demolizione.

I terreni di riporto sono tipicamente descritti nei fori di sondaggio disponibili come macerie provenienti da demolizione, cemento e asfalto. Gli spessori di terreno di riporto riscontrati sul sito raggiungono una profondità massima di 2,0m dal p.c..

6.3.1 Classificazione

6.3.1.1 Densità

Non sono stati effettuati test di densità in campioni dei terreni di riporto. Si prevede un peso unitario di 18kN/m^3 per i terreni di riporto composti da materiali grossolani.

6.3.2 Resistenza al taglio drenata (ø' e c')

Non ci sono dati disponibili per la coesione c' e la resistenza al taglio ø' dei terreni di riporto. Per i terreni di riporto granulari, dati di letteratura e *best practices* del settore suggeriscono che un valore caratteristico di ø' = 27° è appropriato.

6.3.3 Modulo di taglio a piccole deformazioni e rigidezza (G_0 ed E_0)

Le prove sismiche storiche condotte in loco indicano una velocità delle onde di taglio di 180 m/s nello strato dei terreni di riporto. Il modulo di taglio a piccole deformazioni e la rigidezza ottenute da queste prove corrispondono rispettivamente a G_0 = 60MPa e E_0 = 152MPa.

6.3.4 Rigidezza (E')

La rigidezza dei terreni di riporto può essere derivata alternativamente dai risultati delle prove sismiche o da correlazioni basate sui risultati delle prove penetrometriche.

Per i terreni di riporto si raccomanda un valore cautelativo del modulo di Young drenato di 10MPa, in base ai risultati delle prove SPT effettuate in sito adottando un valore N_{SPT} tipico di 7, insieme alla correlazione E'=1-2N presente nella CIRIA 143.

6.4 Depositi misti sciolti

Depositi misti sciolti sono stati trovati in tutto il sito a profondità comprese tra 2,0 e 12,0 m dal p.c.

Questi depositi generalmente comprendono spessori significativi di materiali predominantemente granulare o predominantemente coesivi, con una sequenza inconsistente con la profondità.

Le bande coesive comprendono tipicamente limi argillosi sabbiosi e le bande granulari comprendono sabbie limose argillose, con strati dominanti di sabbie, ghiaie e clasti dappertutto.

I depositi misti sciolti sono caratterizzati nei paragrafi seguenti.

6.4.1 Classificazione

6.4.1.1 Densità

Le campagne di indagini storiche non offrono valori diretti o indiretti del peso unitario di volume (γ) per i depositi misti sciolti. Si prevede un valore caratteristico di γ=19kN/m^3.

6.4.1.2 Limiti di Atterberg

I limiti di Atterberg per il campione della frazione coesiva dei depositi misti sciolti presentano un valore dell'indice di plasticità del 15%, un limite di liquidità del 35% e un limite di plasticità del 20%.

Queste caratteristiche indicano che la frazione limosa e argillosa di questi terreni è di media plasticità.

6.4.2 Resistenza al taglio non drenata (c_u)

La resistenza al taglio non drenata per i materiali coesivi dei depositi misti sciolti è stata derivata da test di penetrazione standard effettuati in tutto il sito, sulla base di un numero tipico di colpi N di 7 e un fattore di correlazione di f_1 = 4,5 e con un valore suggerito di c_u = 32 kPa.

6.4.3 Resistenza al taglio drenata (ø' e c')

I parametri di resistenza a taglio drenata per le bande coesive dei depositi misti sciolti sono stati derivati da una prova di taglio diretto in laboratorio, con il valore di ø' = 27° ottenuto per l'angolo di resistenza al taglio dei materiali coesivi, con un valore di coesione efficace di c' = 17kPa. Questi risultati sono in buon accordo con le correlazioni con l'indice di plasticità presenti nella letteratura tecnica. Ai fini della progettazione, la resistenza a taglio di natura coesiva c'=17kPa è stata trascurata.

6.4.4 Modulo di taglio a piccole deformazioni e rigidezza (G_0 ed E_0)

Le prove sismiche storiche condotte in sito indicano che la velocità delle onde di taglio nei depositi misti sciolti coesivi è Vs = 250 m/s. Il modulo di taglio a piccole deformazioni e la rigidezza ottenute da queste prove corrispondono a G_0 = 120MPa e E_0 = 300MPa.

La velocità delle onde di taglio (Vs) ottenuta per i depositi granulari misti sciolti è di 225 m/s, che corrisponde a un valore del modulo di taglio a piccole deformazioni di G_0 = 98 MPa (e un valore di E_0 = 245 MPa).

6.4.5 Rigidezza (E)

Il valore del Modulo di Young (Eu) non drenato per i depositi misti sciolti coesivi è stato definito in base alla correlazione 400 x c_u, risultando in un valore di 12,8 MPa basato sulle correlazioni presentate in Tomlinson.

Il valore del Modulo di Young (E') drenato per i depositi misti sciolti coesivi è definito in base alla correlazione 0,75 x E_u, risultando in un valore di 9,6MPa basato sulle correlazioni presentate in Tomlinson.

Per i depositi misti granulari sciolti si prevede un valore cautelativo del Modulo di Young drenato (E') di 10MPa, sulla base dei risultati del test di penetrazione standard effettuato in loco con un valore N_{SPT} tipico di 7 insieme alla correlazione di E'=1-2N presente nella Relazione CIRIA 143.

6.5 Depositi misti da mediamente densi a densi

Depositi misti di maggiore densità sono stati trovati in tutto il sito a profondità superiori comprese tra 8,0 e 12,0 m dal p.c., sottostanti i depositi misti sciolti presenti a profondità inferiori.

Questi depositi generalmente comprendono spessori di bande larghe di materiale a dominanza granulare o a dominanza coesiva, con una sequenza inconsistente con la profondità.

Le bande coesive comprendono tipicamente limi argillosi sabbiosi, e le bande granulari comprendono sabbie limose argillose e ghiaie sabbiose argillose con ciottoli e blocchi. Lo spessore delle bande continue coesive o granulari varia tra 1,0 e 8,5 metri.

I depositi misti da mediamente densi a densi sono caratterizzati nei paragrafi seguenti.

6.5.1 Classificazione

6.5.1.1 Densità

Le campagne di indagini storiche non offrono valori diretti o indiretti del peso unitario di volume (γ) per i depositi misti densi. Si prevede un valore caratteristico di γ=20kN/m^3.

6.5.1.2 Limiti di Atterberg

I limiti di Atterberg per il campione prelevato dal deposito misto denso coesivo indicano un valore dell'indice di plasticità del 23%, un limite di liquidità del 48% e un limite di plasticità del 25%.

Queste caratteristiche indicano che la frazione limosa e argillosa di questi terreni è di elevata plasticità.

6.5.2 Resistenza al taglio non drenata (c_u)

La resistenza al taglio non drenata per i materiali coesivi dei densi depositi misti è stata derivata da test di penetrazione standard (SPT) eseguiti in tutto il sito utilizzando un fattore di correlazione di f_1 = 4,5 e un numero di colpi tipicamente di N=30, risultando in un valore suggerito di c_u = 135 kPa.

6.5.3 Resistenza al taglio drenata (ø' e c')

I parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci per le bande coesive dei depositi misti densi sono stati derivati da una prova di taglio diretto in laboratorio, con il valore di ø' = 30° ottenuto per il picco dell'angolo di resistenza al taglio, e con un valore di coesione efficace di c' = 13kPa. Tuttavia, questi risultati non sono rappresentativi data l'insufficienza di campioni prelevati e valutati in laboratorio.

In base alla prova di laboratorio e correlazioni con l'Indice di Plasticità presenti in letteratura si ritiene che un valore di ø' = 25° sia più adeguato per i depositi misti densi coesivi.

Per i depositi misti densi granulari, un angolo di resistenza al taglio di ø' = 32° è raccomandato in base alle correlazioni presenti in letteratura.

6.5.4 Modulo di taglio a piccole deformazioni e rigidezza (G_0 ed E_0)

Le prove sismiche storiche condotte in loco indicano che la velocità delle onde di taglio nei depositi misti densi coesivi è Vs = 480 m/s. Il modulo di taglio a piccole deformazioni e la rigidezza derivata da queste prove corrispondono a G_0 = 470MPa e E_0 = 1,17GPa.

La velocità dell'onda di taglio (Vs) ottenuta per i depositi misti densi granulari varia da 550 a 675 m/s, risultando in valori del modulo di taglio (G_0) compresi tra 610 e 930 MPa e valori di rigidezza (E_0) compresi tra 1,50 e 2,3 GPa.

6.5.5 Rigidezza (E)

Il valore del Modulo di Young (E_u) non drenato per i depositi misti densi coesivi è stato determinato in base alla correlazione 400 x c_u e alle correlazioni presentate in Tomlinson, risultando in un valore di 54,0 MPa.

Il valore del Modulo di Young (E') drenato per i depositi misti densi coesivi è stato ottenuto in base alla correlazione 0,75 x E_u e alle correlazioni presentate in Tomlinson, risultando in un valore di 45MPa.

I valori del Modulo di Young drenato (E') suggeriti per i depositi misti densi granulari variano tra 50 e 75 MPa, sulla base dei risultati del test di penetrazione standard effettuato in loco con un valore tipico di N_{SPT} da 35 a 50 colpi insieme alla correlazione di E'=1-2N presente nella Relazione CIRIA 143.

6.6 Conglomerato "Ceppo Lombardo"

Come descritto precedentemente nella Sezione 5.1, la documentazione relativa alle campagne di indagini storiche indicano la presenza di bande di "Ceppo Lombardo", descritte come un conglomerato cementato costituito da clasti da rocce sedimentarie. Questi materiali sono stati incontrati a profondità comprese tra 6,5 e 26,7 m all'interno degli strati di depositi misti in tutto il sito, con spessori che variano da 0,5 a 8,3 m.

La presenza degli orizzonti conglomeratici è evidenziata anche dai risultati ottenuti dalle prove di penetrazione standard e dalle prove penetrometriche dinamiche, in quanto il numero di colpi tipico corrispondente ai materiali conglomerati è significativamente più alto rispetto agli altri strati incontrati in sito, causando il rifiuto e la fine delle prove in profondità comprese tra 8,0 e 13,5m dal p.c.

Siccome la presenza del Ceppo Lombardo sul sito è inconsistente, non si ritiene appropriato derivare parametri geotecnici per la progettazione delle fondazioni e la valutazione dei cedimenti.

7. Considerazioni ingegneristiche

7.1 Modello geologico

7.1.1 Stratigrafia di progetto adottata per la progettazione dei pali e l'analisi dei cedimenti

A causa dell'eterogeneità e della variabilità degli spessori degli strati, un modello del terreno semplificato è stato stabilito in base allo stato di addensamento dei materiali presenti sul sito, ai fini della progettazione delle fondazioni presso le fasi RIBA 2 e 3. Il modello semplificato è, tuttavia, rappresentativo del comportamento meccanico medio.

Tabella 7.1 – Modello di terreno semplificato del sito di intervento

Strato	Profondità alla sommità (m bgl)	Profondità della base (m bgl)	Spessore [m]
Depositi misti sciolti	0.0	10,0(1)	10.0
Depositi misti da mediamente densi a densi	10,0(1)	Non provato	Non provato
(1) Livello medio interpretato in base ai risultati della prova con penetrometro dinamico			

Il comportamento dei depositi misti è considerato "drenato" a causa della natura eterogenea dei materiali e della presenza di inclusioni di clasti e ciottoli dove si incontrano materiali a grana fine (limo).

Questa stratigrafia verrà revisionata nella fase RIBA 4 non appena saranno rese disponibili le ulteriori informazioni della campagna di indagine eseguita da Ramboll, insieme ai calcoli preliminari delle fondazioni e dei cedimenti.

7.1.2 Stratigrafia di progetto adottata per l'analisi della risposta sismica del sito

Una stratigrafia di progetto più dettagliata è stata definita per l'analisi della risposta sismica locale. In questa fase, sono stati sviluppati due modelli del sottosuolo: lo scenario peggiore e lo scenario medio.

Tabella 7.2 – Modello del terreno del caso peggiore utilizzato nell'analisi della risposta sismica del sito

Strato	Profondità alla sommità (m)	Profondità della base (m)	Spessore [m]
Terreni di riporto	0.0	2.0	2.0
Depositi sciolti granulari	2.0	5.0	5.0
Depositi sciolti coesivi	5.0	12.0	7.0(1)
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	12.0	15.0	3.0
Depositi densi coesivi	15.0	26.0	11,0(1)
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	26.0	30.0	4.0
(1) Spessore dell'orizzonte limoso dedotto dai sondaggi con bande limose più spesse (PZ1-2024).			

Tabella 7.3 – Modello medio del terreno utilizzato nell'analisi della risposta sismica del sito

Strato	Profondità alla sommità (m)	Profondità della base (m)	Spessore [m]
Terreni di riporto	0.0	2.0	2.0
Depositi sciolti granulari	2.0	5.0	3.0
Depositi sciolti coesivi	5.0	10.0	5.0
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	10.0	15.0	5.0

Strato	Profondità alla sommità (m)	Profondità della base (m)	Spessore [m]
Depositi densi coesivi	15.0	20.0	5.0(1)
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo")	20.0	30.0	10.0
(1) Spessore medio dell'orizzonte limoso dedotto dai sondaggi profondi disponibili.			

7.1.3 Parametri geotecnici caratteristici dei materiali

I parametri geotecnici caratteristici dei materiali presentati in Tabella 7.4 e sono stati derivati dai risultati di test in situ e di laboratorio condotti durante le indagini storiche, come discusso nelle sezioni precedenti. I valori determinati per ciascuno strato saranno aggiornati e reinterpretati una volta che i risultati delle indagini geotecniche in corso saranno disponibili.

Tabella 7.4 – Riepilogo dei parametri geotecnici

Strato	Peso unitario γ (kN/m³)	Angolo di resistenza a taglio ø' (gradi)	Resistenza al taglio non drenata cu (kPa)	Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 (MPa)	Modulo di Young		
					E_0 (MPa)	E' (MPa)	Ue (MPa)
Terreni di riporto	18	27	-	60	152	10	-
Depositi sciolti granulari	19	27	-	121	302	10	-
Depositi sciolti coesivi	19	27	32	98	245	9.6	12.8
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo") [1]	20	32	-	612	1530	50	-
Depositi densi coesivi	20	25	135	470	1174	45	54
Depositi densi granulari (incluso il "Ceppo") [1]	20	32	-	928	2322	75	-
(1) I valori di rigidezza variano in base agli orizzonti di profondità all'interno del profilo di progettazione.							

7.2 Soggiacenza di progetto

In base ai dati ottenuti dalle campagne di indagini storiche e ai dati di monitoraggio descritti nella Sezione 5.2, il profilo idrostatico delle acque sotterranee viene stabilito a un livello di riferimento di 15,0 m all'interno dello strato di depositi misti da medio denso a denso. Il profilo delle acque sotterranee assunto per la progettazione preliminare delle fondazioni nelle fasi RIBA 2 e 3 è mostrato in Figura 7.1.

Il profilo idrostatico delle acque sotterranee per la fase RIBA 4 sarà confermato alla fine della campagna di indagine in corso.

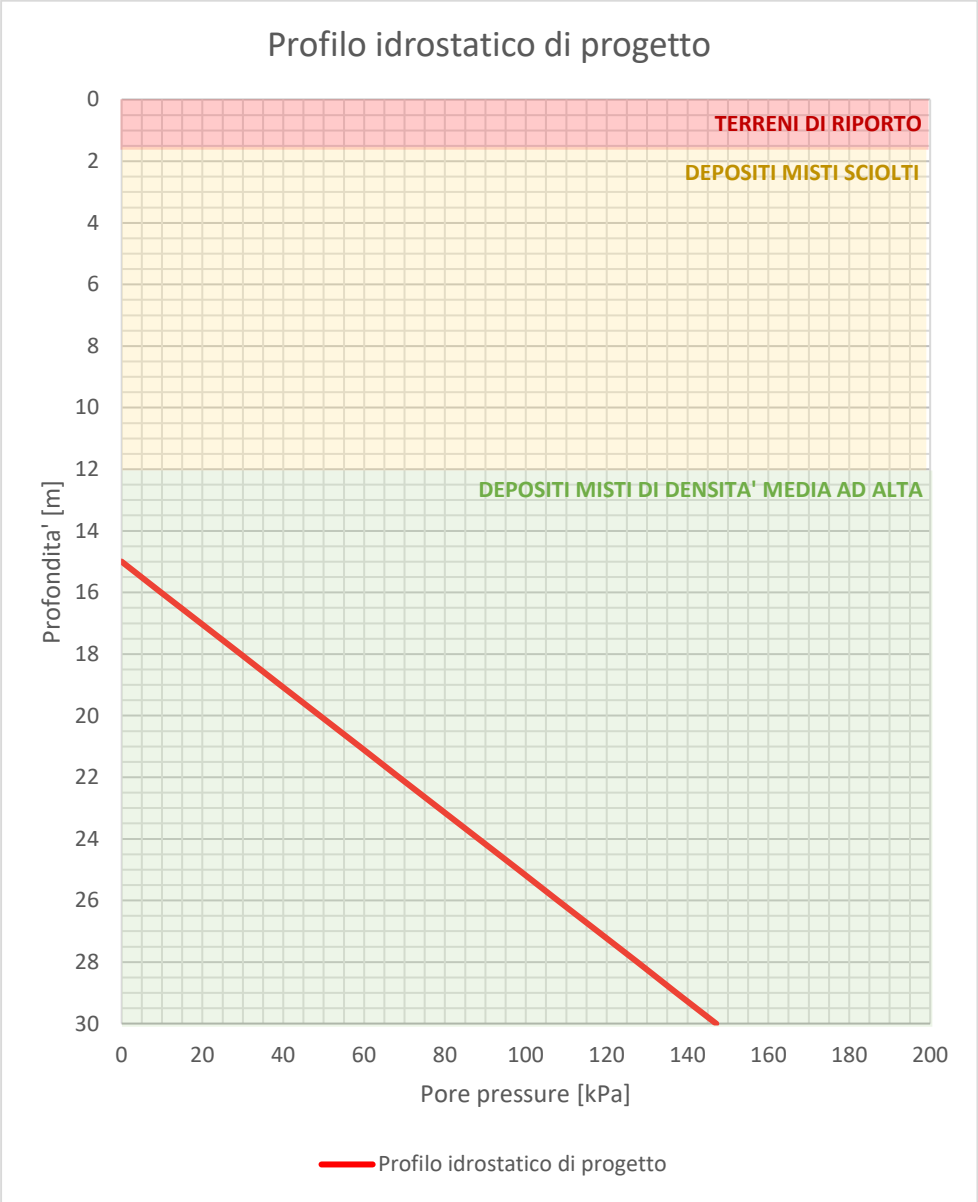


Figura 7.1 – Profilo di progetto della pressione dell'acqua di falda

7.3 Scavi

Lo scavo dei terreni sarà facilmente realizzabile utilizzando macchinari idraulici tipici come escavatori. Si prevedono pendenze di scavo realizzabili corrispondenti a 1v:2h.

Si prevede anche che gli scavi saranno effettuati prevalentemente all'interno dello strato dei terreni di riporto, con eventuali scavi all'interno dello strato sottostante caratterizzato depositi misti sciolti, il quale può presentare potenziali difficoltà riguardanti la stabilità del fronte di scavo.

L'Impresa esecutrice dovrà valutare e tenere conto delle condizioni meteorologiche per la pianificazione di qualsiasi movimento dei terreni, in particolare il periodo dell'anno in cui i lavori cominceranno e il posizionamento di materiali coesivi, per garantire che le proprietà geotecniche dei terreni non si degradino durante i lavori.

7.4 Analisi dell'azione sismica

A quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e in conformità al D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001 "Approvazione delle linee guida e coordinamento per l'esercizio delle competenze trasferite ai Comuni in materia sismica", è necessaria l'analisi della sismicità secondo la metodologia indicata nell'Allegato 5 del D.G.R. IX/2616/2011.

La procedura prevede tre diversi livelli di analisi sismica di complessità progressiva. La Relazione Geologica dimostra – a seguito del 2° livello di analisi sismica – che le indicazioni fornite dal NTC 2018 non sono sufficienti per catturare gli effetti di amplificazione locale del sito. Pertanto, è stato intrapreso un 3° livello di analisi sismica approfondita che prevede una valutazione della risposta sismica locale del sito (RSL).

Si rimanda alla Relazione Geologica (ITA1-DCZZ-ARP-EIA-XXX-XX-RP-B-0001, P01) per il primo e secondo livelli di analisi sismica. Di seguito, viene descritto il terzo livello di analisi sismica richiesti per il sito.

7.4.1 Terzo livello di approfondimento: Risposta sismica locale (RSL)

L'analisi della risposta del sito alle sollecitazioni unidirezionali nel dominio del tempo è stata condotta con il software DEEPSOIL. Sette movimenti del terreno spettralmente compatibili vengono applicati a due diverse colonne di terreno per calcolare la richiesta sismica in superficie. Inoltre, vengono forniti fattori di amplificazione in confronto all'amplificazione del suolo descritta dal NTC 2018 e dalla RSL.

7.4.1.1 Movimenti del terreno

I movimenti del terreno sono stati aggiustati in modo tale da essere compatibili con la pericolosità sismica del substrato roccioso. Tabella 7.5 presenta i registri selezionati per la compatibilità spettrale, insieme alle loro caratteristiche principali. La Figura 7.2 mostra l'output della compatibilità spettrale, dove viene tracciato lo spettro medio di risposta all'accelerazione e i singoli spettri.

Tabella 7.5 – Accelerogrammi scelti per lo stato limite di SLV e relativi fattori di scala

#	ID evento	Paese	Anno	Codice unità	Mw	Distanza epicentrale (km)	FS_{hor}
1	EMSC-20161030_0000029	Italia	2016	LSS	6.5	32.6	1.4
2	EMSC-20161030_0000029	Italia	2016	CSC	6.5	14.9	0.45
3	GR-1997-0019	Grecia	1997	KYP1	6.4	89.9	1.26
4	IT-2009-0102	Italia	2009	AQK	5.5	8.4	0.9
5	GR-1997-0014	Grecia	1997	KYP1	6.5	107.7	5.5
6	IT-2009-0174	Italia	2009	AQK	5	17.1	4.8
7	GR-1997-0019	Grecia	1997	KYPA	6.4	90.2	4.7

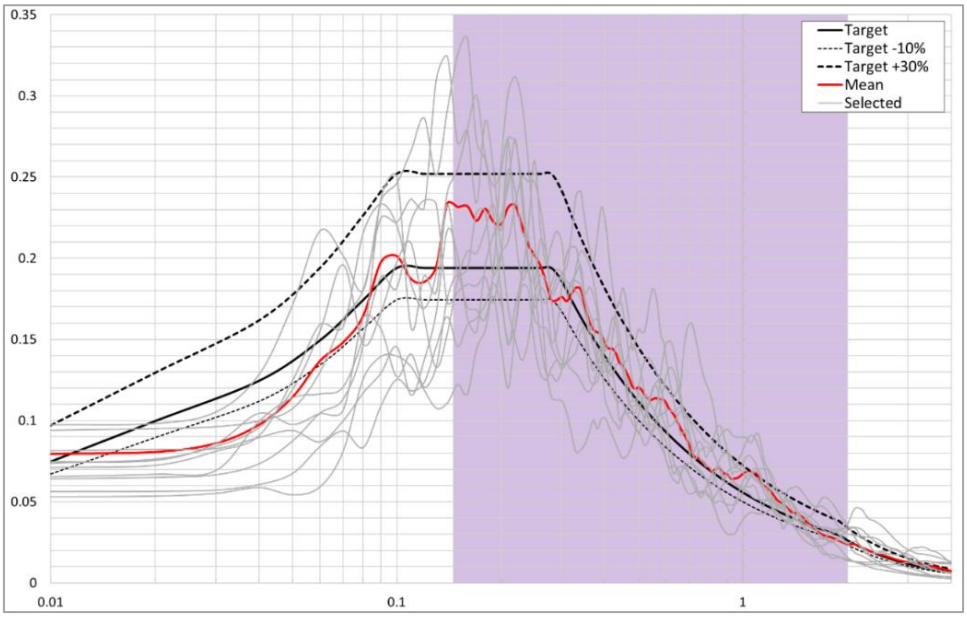


Figura 7.2 – Controllo della compatibilità spettrale per lo stato limite ultimo (SLV)

7.4.1.2 Modello di terreno

Nei calcoli della RSL sono stati utilizzati due modelli di terreno, previamente discussi nella Sezione 7.1.2. La stratigrafia di terreno corrispondente al caso più oneroso (Tabella 7.2) presenta una migliore correlazione

con le informazioni geofisiche (profili MASW Vs), soprattutto in profondità. Pertanto, l'analisi della risposta del sito si concentra su questo modello di terreno e utilizza la stratigrafia media (Tabella 7.3) come controllo incrociato per verificare la robustezza dei risultati. Figura 7.3 mostra questi profili Vs.

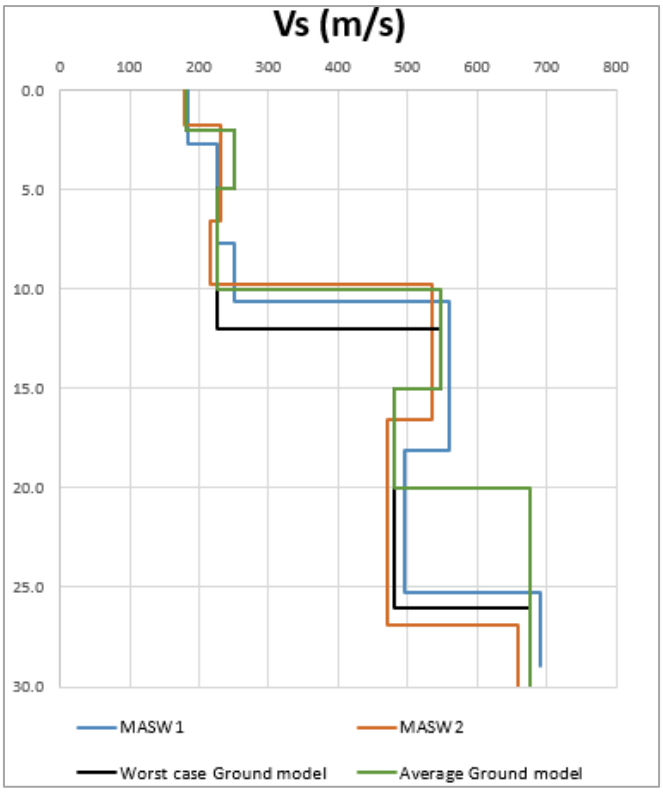


Figura 7.3 – Profili Vs: modelli MASW e a terra

Le analisi di risposta del sito sono state condotte estendendo la colonna di suolo fino a 40 m di profondità, dove si trova il livello del substrato roccioso (cioè Vs >800 m/s). Si prevede un valore costante di Vs costante di 675 m/s per i depositi granulari densi profondi fino a 40m, dato questo alto valore di Vs.

Una RSL unidirezionale viene eseguita utilizzando DEEPSOIL, assumendo che il movimento orizzontale sismico abbia origine da un'onda di taglio orizzontale che si propaga verticalmente. Un modello iperbolico del terreno viene utilizzato per definire la relazione sforzo-deformazione per il carico (cioè la curva backbone) e lo smorzamento isteretico associato alle non linearità del materiale. Ciò consente di catturare la degradazione della rigidità ciclica e l'isteresi (cioè la dissipazione di energia), che sono tra gli effetti primari che devono essere catturati in un'analisi di risposta del sito non lineare. La formulazione nota come GQ/H viene utilizzata per definire i due insiemi di equazioni.

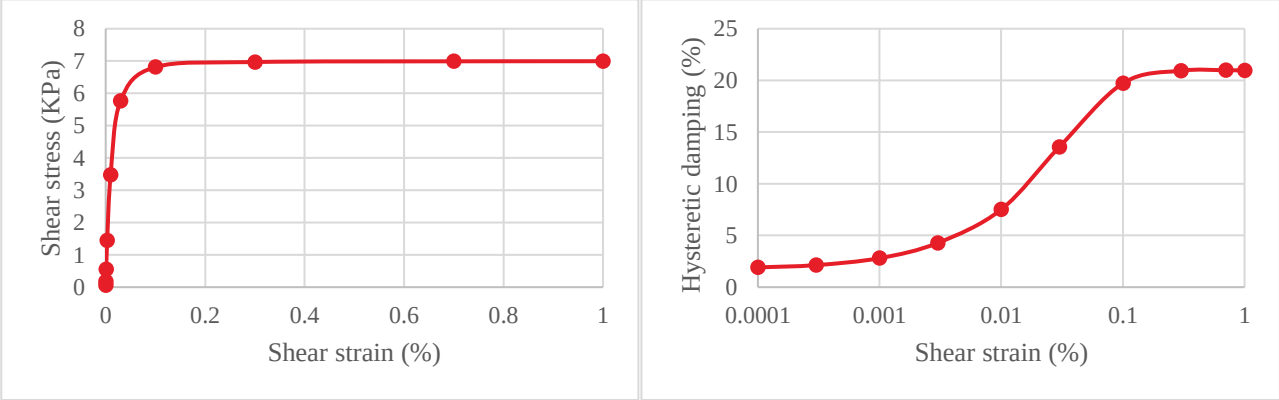


Figura 7.4 – Esempio di backbone e curve di smorzamento per lo strato di terreno 1 (più in alto)

7.4.1.3 Risultati

Gli spettri di risposta all'accelerazione superficiale e al fattore di amplificazione per il modello di terreno più oneroso sono mostrati nelle seguenti Figura 7.5 e Figura 7.6.

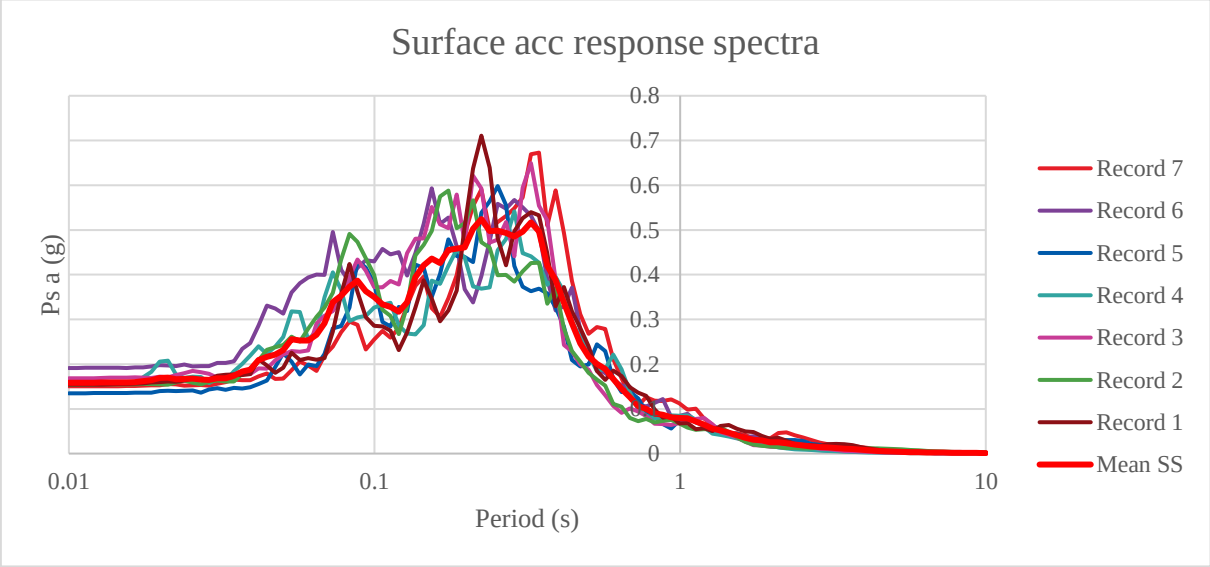


Figura 7.5 – Spettri di risposta all'accelerazione superficiale

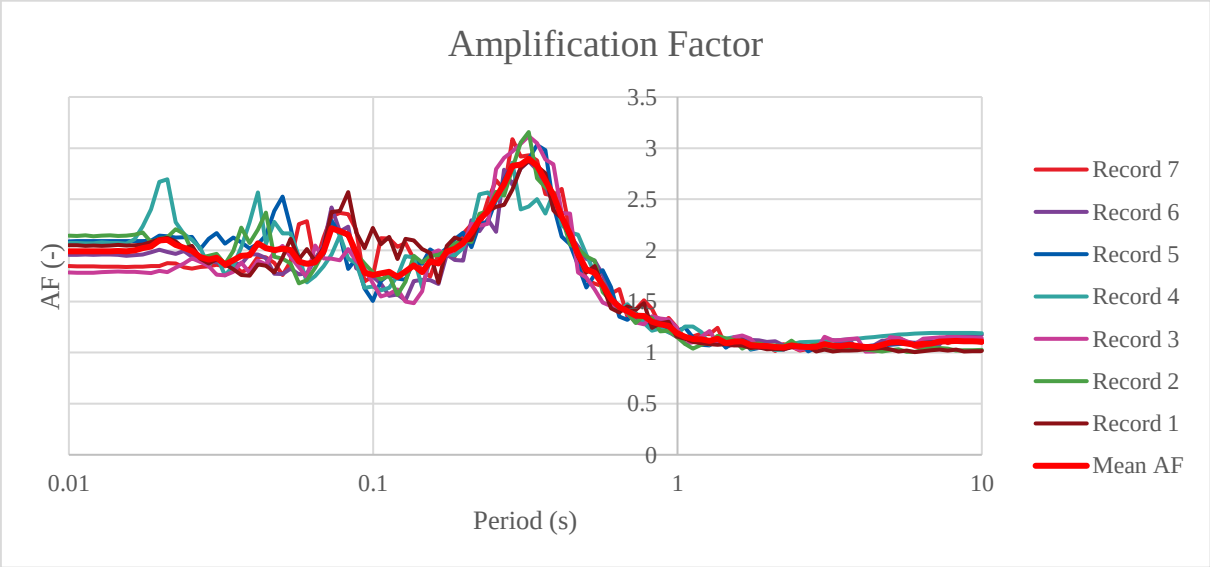


Figura 7.6 – Fattore di amplificazione

È stata effettuata un'analisi di sensibilità per valutare la robustezza dei risultati forniti. Viene eseguito un +-25% sul profilo Vs (cioè rigidezza a taglio). L'opzione +25% (limite superiore) dà un $Vs_{,30}$ valore simile a quello del modello di terra medio, come si può vedere in Figura 7.7 dove gli spettri di risposta sono comparabili. Altrimenti, l'opzione -25% (limite inferiore) è probabile che sia irrealisticamente morbida, secondo i dati disponibile, poiché non esiste un modello del terreno che suggerisca una rigidità di taglio così bassa.

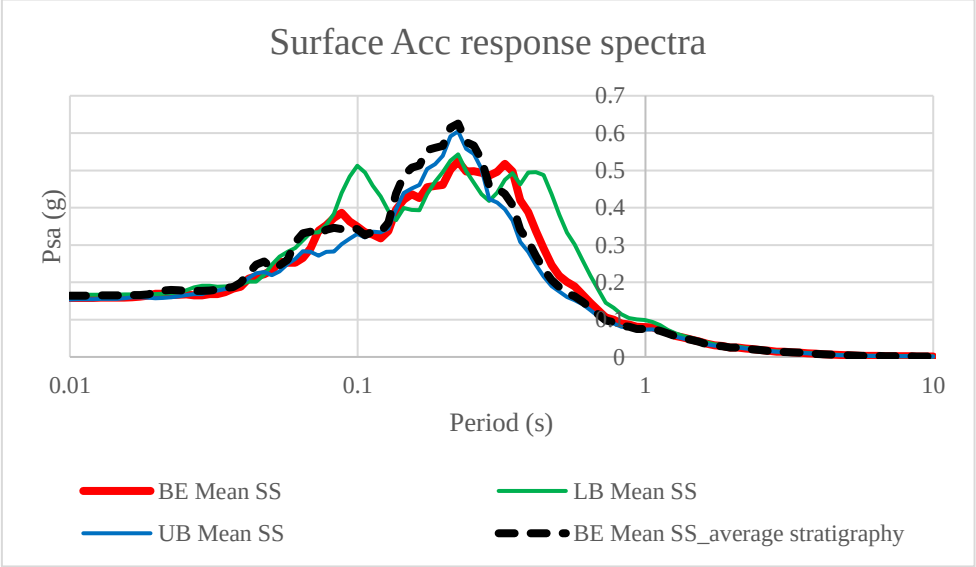


Figura 7.7 – Spettri medi di risposta all'accelerazione superficiale per le alternative UB, LB e BE

Dai dati di campo disponibili, lo spettro di stima migliore per le due stratigrafie, insieme al limite superiore per la stratigrafia media, sono simili in ampiezza e distribuzione di frequenza. Pertanto, la stima del caso più oneroso viene mantenuta (linea rossa spessa in Figura 7.6), in quanto si ritiene che catturi la risposta dinamica più probabile del deposito di suolo. Una linearizzazione di questo spettro viene effettuata secondo l'Ordinanza n.55 del 24 Aprile 2018. La Figura 7.8 confronta questi due spettri, insieme a 3 spettri di risposta per diverse categorie di suolo definite nel NTC 2018.

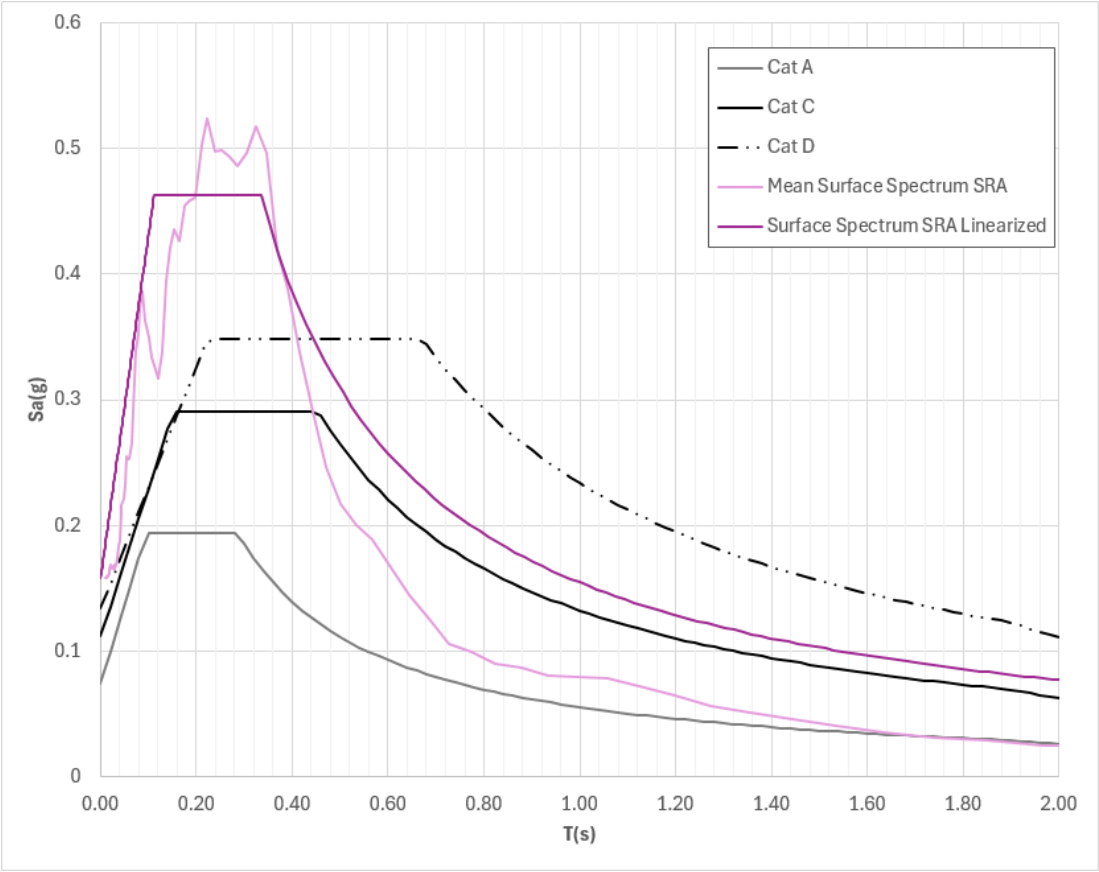


Figura 7.8 – Confronto finale tra gli spettri di risposta all'accelerazione superficiale

Si conclude così che l'analisi della risposta locale prevede una maggiore amplificazione del sito intorno al periodo fondamentale del sito (T ≈ 0,35s) rispetto ai fattori di amplificazione codificati, portando a una maggiore richiesra sismica intorno a quel periodo specifico. Inoltre, il fattore di amplificazione è di circa 2,0 per il PGA che si riduce a valori vicini a 1,0 per T > 0,9s.

7.5 Rischio di liquefazione

Il Decreto Ministeriale 17.01.2018 stabilisce che il sito deve essere stabile nei confronti della liquefazione, cioè dei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Il fenomeno della liquefazione si manifesta in presenza di depositi sabbiosi e sabbioso-limosi saturi che, durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata dal fenomeno comincia ad assestarsi fino a che la nuova configurazione del terreno non sia compatibile con la diminuita resistenza al taglio.

Ai sensi delle NTC 2018 i terreni di fondazione sono da non ritenersi suscettibili a fenomeni di liquefazione in occasione dell'evento sismico e la verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,10g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura seguente nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.

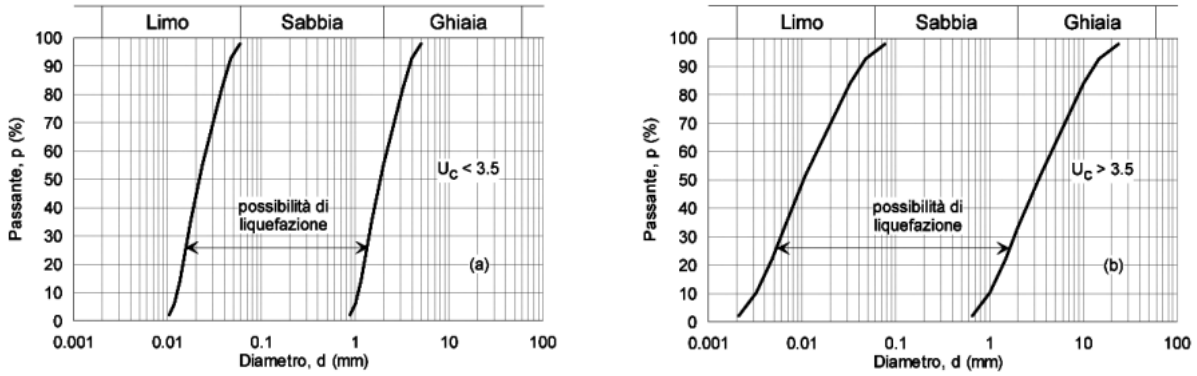


Figure 7.9 – Fusi granulometrici suscettibili a liquefazione

Nel caso in esame si osserva che i livelli piezometrici corrispondono a profondità superiori a 15 m dal piano campagna, pertanto i terreni nell'area di studio, sulla base delle letture di falda disponibili, non risultano soggetti al fenomeno della liquefazione. In aggiunta, in base alla descrizione del materiale rinvenuto durante le campagne di indagini effettuate si osserva che non sono presenti livelli di sabbie pulite ed il terreno saturo (a profondità maggioro di 15m dal p.c.) presenta frazioni granulometriche che variano da limi a ghiaia e ciottoli.

Alla luce dei risultati della presente analisi, nonché considerando la natura dei terreni esaminati, è possibile affermare che la verifica di rischio di liquefazione per l'area in esame può essere omessa.

7.6 Rischio di cedimento dovuto alla presenza di sabbie sciolte

Il contesto geologico del sito favorisce la formazione delle cavità sotterranee note come "occhi pollini", indicando che il sito può essere soggetto a cedimenti dovuti alla presenza di depositi granulari sciolti a profondità comprese tra 8,0 e 12,0 m dal p.c., come descritto in dettaglio nelle sezioni precedenti.

7.6.1 Cedimenti dovuti a eventi sismici

La probabilità di collasso dei terreni sciolti dovuto a cedimenti è significativa nel caso di un evento sismico o di vibrazioni profonde dai lavori di costruzione, e può causare la riorganizzazione delle particelle e la

densificazione del terreno. I principali fattori che governano l'assestamento delle sabbie asciutte sono la densità relativa del suolo e la deformazione di taglio indotta nel suolo a varie profondità a causa dello scuotimento sismico. L'assestamento avviene in condizioni di tensioni verticali efficaci costante.

La preventiva valutazione dei cedimenti di depositi di sabbia indotti dalle vibrazioni sismiche è stata ritenuta necessaria per procedere alla progettazione delle fondazioni, tenendo conto che anche piccole deformazioni possono avere un effetto significativo sulle prestazioni delle strutture durante gli eventi sismici a causa del significativo spessore dei depositi sciolti.

La valutazione dell'assestamento dei terreni collassabili a causa dello scuotimento sismico, in particolare delle sabbie (depositi granulari sciolti) incontrati in loco, è stata effettuata in condizioni drenate, in quanto il livello delle acque sotterranee nel sito di intervento è prevista a profondità superiori a 12,0 m dal p.c.

7.6.1.1 Metodologia

La procedura per determinare l'ordine di grandezza del cedimento dei terreni collassabili (sabbie insature) a causa dello scuotimento dei terremoti viene basata sugli studi condotti da Tokimatsu e Seed (1987) e Kramer (1996). I parametri necessari per l'analisi includono:

- Spessore dello strato collassabile (in metri);
- Peso unitario dei materiali (in kN/m^3);
- Angolo di taglio di resistenza dei materiali φ (in gradi);
- Accelerazione orizzontale di picco del sito a_{max} (in g) a cui il sito è soggetto;
- Numero d colpi dalle prove SPT in situ N_{SPT}.

Il cedimento di un deposito di sabbie sciolte insature (materiali granulari) dovuto all'azione sismica può essere ottenuto dalla somma dei cedimenti calcolati di ciascun sottostrato. Lo strato di materiali sciolti può essere suddiviso in una serie di sottostrati per semplificare i calcoli. Una volta calcolata la tensione verticale σ'_v di ciascun sottostrato, è possibile ottenere il Modulo di Taglio Massimo (G_{max}) a partire della correlazione con il numero di colpi delle prove SPT in situ (N_{SPT}) e la sollecitazione efficace principale media (σ'_m), come descritto nelle seguenti correlazioni.

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Equazione 7.1 – Coefficiente di spinta laterale del terreno a riposo K_0

$$\sigma'_m = \left(\frac{1 + 2K_0}{3}\right)\sigma'_v$$

Equazione 7.2 – Sollecitazione effettiva principale media s'_m alla profondità media dello strato

$$G_{max} = 20.000 * (N_{SPT})^{0.333} * (\sigma'_m)^{0.5}$$

Equazione 7.3 – Relazione empirica tra i parametri G_{max} e SPT in lb/ft^2 (Ohta e Goto, 1976)

La deformazione efficace di taglio (γ_{eff}) indotta dalle vibrazioni sismiche per una data profondità in un deposito di terreno può essere ottenuta dalla seguente Equazione 7.4, dove (G_{eff}/G_{max}) corrisponde al rapporto tra il Modulo di Taglio ad un determinato livello di deformazione e il Modulo di Taglio Massimo; g riguarda l'accelerazione gravitazionale e rd corrisponde al fattore di riduzione dello stress, che varia da r_d = 1,0 a livello del suolo fino a rd = 0,9 a 9,0 di profondità.

$$\gamma_{eff} * \left(\frac{G_{eff}}{G_{max}}\right) = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma'_v * r_d}{G_{max}}$$

Equazione 7.4 – Relazione tra la deformazione efficace di taglio (γ_{eff}) e G_{max} (Tokimatsu & Seed, 1987)

Il valore della deformazione efficace di taglio (γ_{eff}) si è ottenuto dal valore del prodotto γeff* (G_{eff}/G_{max}) per un sottostrato a qualsiasi profondità e la corrispondente sollecitazione efficace principale media (σ'_m).

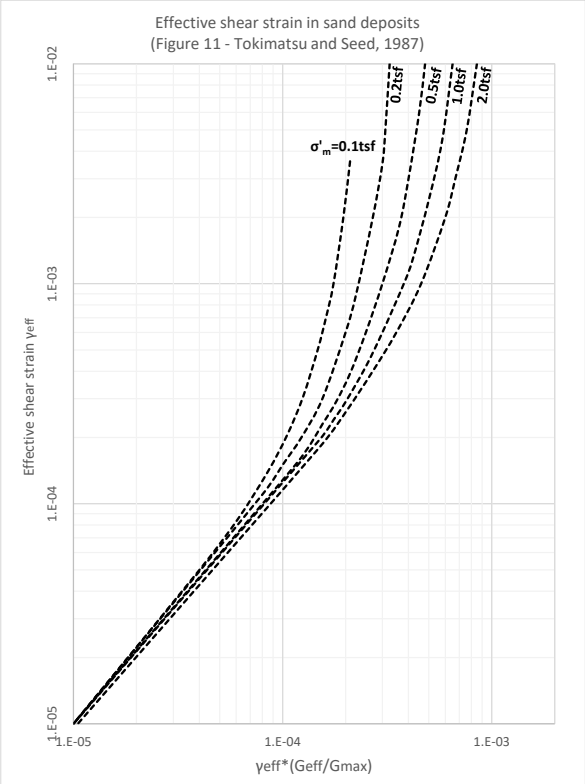


Figura 7.10 – Grafico per la determinazione della deformazione indotta nei depositi di sabbia (Figura 11 – Tokimatsu & Seed, 1987)

Si presuppone che la deformazione di taglio ciclica (γ_{cyc}) corrisponda al valore di deformazione di taglio efficace (γ_{eff}). La deformazione volumetrica $\varepsilon_{c,M=7.5}$ (in %) per un evento sismico di magnitudo Mw = 7,5 (che viene utilizzato come valore di magnitudo di riferimento) può essere ottenuto dal grafico con le corrispondenti deformazioni di taglio ciclico (γcyc) e parametri N_{SPT}, mostrati in Figura 7.11.

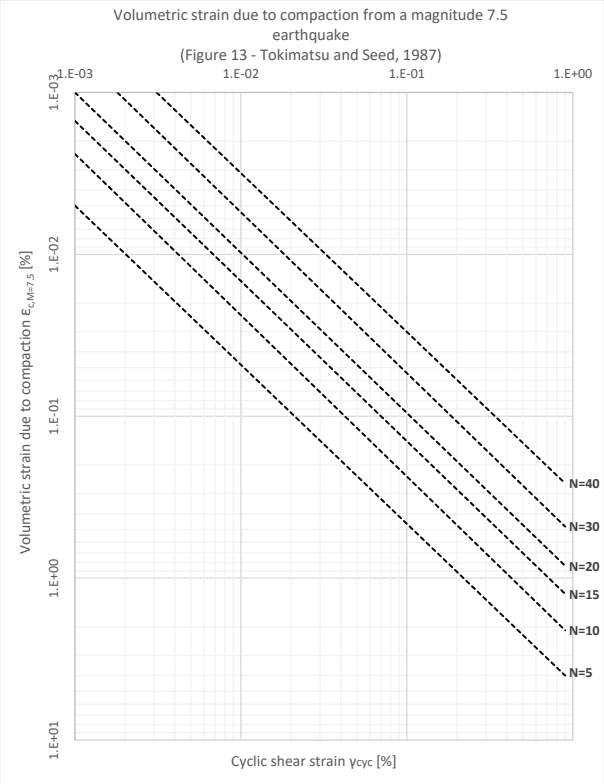


Figura 7.11 – Grafico per la determinazione della deformazione volumetrica $\varepsilon_{c,M=7.5}$ [%] per un terremoto di magnitudo Mw=7.5

La deformazione volumetrica $\varepsilon_{c,M=max}$ (in %) per l'evento sismico di magnitudo massima attesa in sito è derivato dal grafico mostrato in Figura 7.12, in base al rapporto di deformazione volumetrica $\varepsilon_{c,M=max}/E_{c,M=7.5}$.

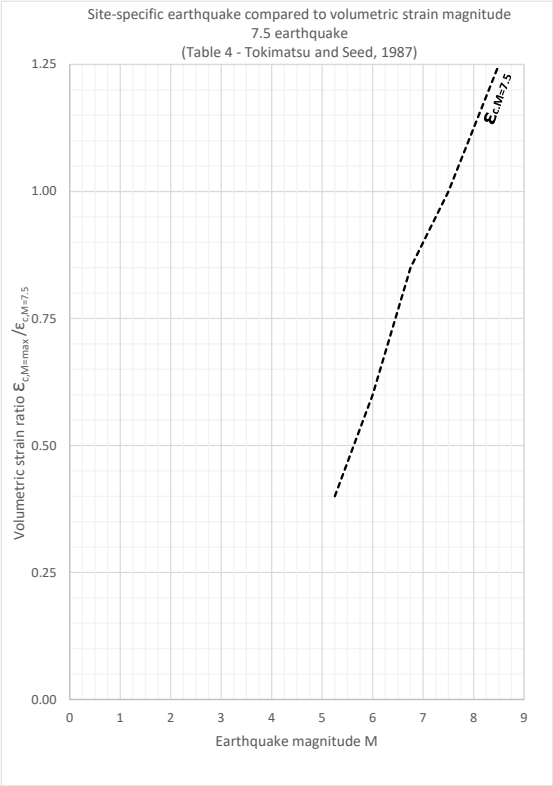


Figura 7.12 – Grafico per la determinazione della deformazione volumetrica massima $\varepsilon_{c,M=max}$ previsto in loco

Per tenere conto degli spostamenti multidirezionali, la deformazione volumetrica massima $\varepsilon_{c,M=max}$ (in %) prevista in loco è raddoppiata in valore. Infine, il cedimento totale del deposito di materiali sciolti viene ottenuto dall'Equazione 7.5 sottostante, tramite la somma dei valori di cedimento ottenuti per ciascun sottostrato, dove d è lo spessore dello strato a metà della profondità del sottostrato (dal piano campagna).

$$Cedimento\ totale = \sum_{s=1}^{n} 2 * d * \varepsilon_{c,M=max}$$

Equazione 7.5 – Cedimento totale di un deposito granulare insaturo a causa di scuotimento sismico

Si noti che questo metodo semplificato di analisi comporta un errore associato alla stima dei cedimenti per condizioni complesse associate al carico sismico. Pertanto, la metodologia sopra descritta è adatta solo a stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti di depositi collassabili causati dalla massima vibrazione sismica attesa in un sito. Nonostante alcune incertezze, questa metodologia rimane appropriata per la selezione di uno schema di fondazione adatto a mitigare il cedimento stimato.

7.6.2 Valutazione preliminare del cedimento dei terreni sciolti sul sito

I calcoli del cedimento dei terreni collassabili sul sito sono stati basati sulle seguenti ipotesi:

- La valutazione è stata effettuata in base allo strato di depositi misti sciolti, caratterizzato da uno spessore massimo di 12,0 m. Lo strato è stato diviso in 8 n. sottostrati di 1,5 m di spessore e parametri geotecnici simili;
- La massima magnitudo sismica storica registrata in sito è Mw = 6.0 nella scala di magnitudo momento (MMS), secondo la Banca Dati Macrosismica Italiana DBMI15;
- Il valore massimo previsto di accelerazione orizzontale a_{max} è 0,47 g (4,6 m/s2), in base allo spettro superficiale RSL linearizzato mostrato in Figura 7.8 per un periodo di T=0,35s (fare riferimento alla Sezione 7.4.1.3);

- Non sono presenti acque sotterranee all'interno dei depositi misti sciolti (i calcoli si basano su condizioni drenate);
- I depositi granulari sciolti misti presentano i seguenti parametri geotecnici caratteristici, come descritto nella Sezione 7.1.3:
  - Peso unitario γ = 19 kN/m^3;
  - Angolo di resistenza a taglio φ= 27°;
- Il numero tipico di colpi ottenuto dalle prove di penetrazione in situ per i depositi misti sciolti è N=7 (fare riferimento alla Sezione 6.2.1).

Sulla base delle ipotesi e della metodologia descritte precedentemente e illustrate nel Tabella 7.6, il cedimento dovuto alla presenza di sabbie sciolte collassabili sul sito può raggiungere circa 80 mm.

Tabella 7.6 – Calcolo del cedimento dei depositi granulari insaturi presenti sul sito

Sottostrato	Spessore z (m)	σ'_v (kPa)	σ (kPa)	Gmax (MPa)	γ_{cyc} (%)	$\varepsilon_{c,M=7,5}$ (%)	$\varepsilon_{c,M=max}/\varepsilon_{c,M=7.5}$	$2\varepsilon_{c,M=max}$ (%)	Cedimento (mm)
1	1.5	14.3	9.9	120.5	0.08	0.29	0.6	0.35	5.19
2	1.5	42.8	29.8	208.8	0.15	0.45	0.6	0.54	8.11
3	1.5	71.3	49.7	269.5	0.20	0.72	0.6	0.86	12.97
4	1.5	99.8	69.6	318.9	0.23	0.72	0.6	0.86	12.97
5	1.5	128.3	89.4	361.6	0.23	0.72	0.6	0.86	12.97
6	1.5	156.8	109.3	399.7	0.23	0.72	0.6	0.86	12.97
7	1.5	185.3	129.1	434.6	0.15	0.45	0.6	0.54	8.11
8	1.5	213.8	149.1	466.8	0.10	0.36	0.6	0.43	6.49
								Cedimento totale [mm]	**79.8**

Dal calcolo del cedimento si evince che le strutture del sito non sarebbero in grado di tollerare un ordine di grandezza del cedimento che si avvicina ai 100 mm. Dunque, si tengono necessarie fondazioni su pali per le strutture proposte in modo tale da limitare il cedimento a valori tollerabili. Si noti che, per una magnitudo di cedimento di questa grandezza, qualsiasi cedimento successivo dei terreni sciolti imporrebbe forze di "trascinamento" (*downdrag*) che devono essere tenute in conto per la progettazione dei pali, e che la resistenza netta dei pali sia considerata solamente al di sotto di questi terreni sciolti.

7.6.3 Cedimento elastico preliminare a causa di sovraccarichi

Il cedimento elastico dovuto a carico uniformemente distribuito da cantiere è stato valutato utilizzando il software Oasys PDisp, che implementa la teoria elastica di Boussinesq.

Per la valutazione del cedimento, un sovraccarico nominale di 20 kPa è stato applicato su una superficie di 80 m x 40 m. Il confine rigido è stato fissato ad una profondità di 50m.

Sulla base del valore della rigidezza drenata presentato in Tabella 7.4, si prevede un cedimento massimo di 25 mm a causa di carichi veicolari in loco.

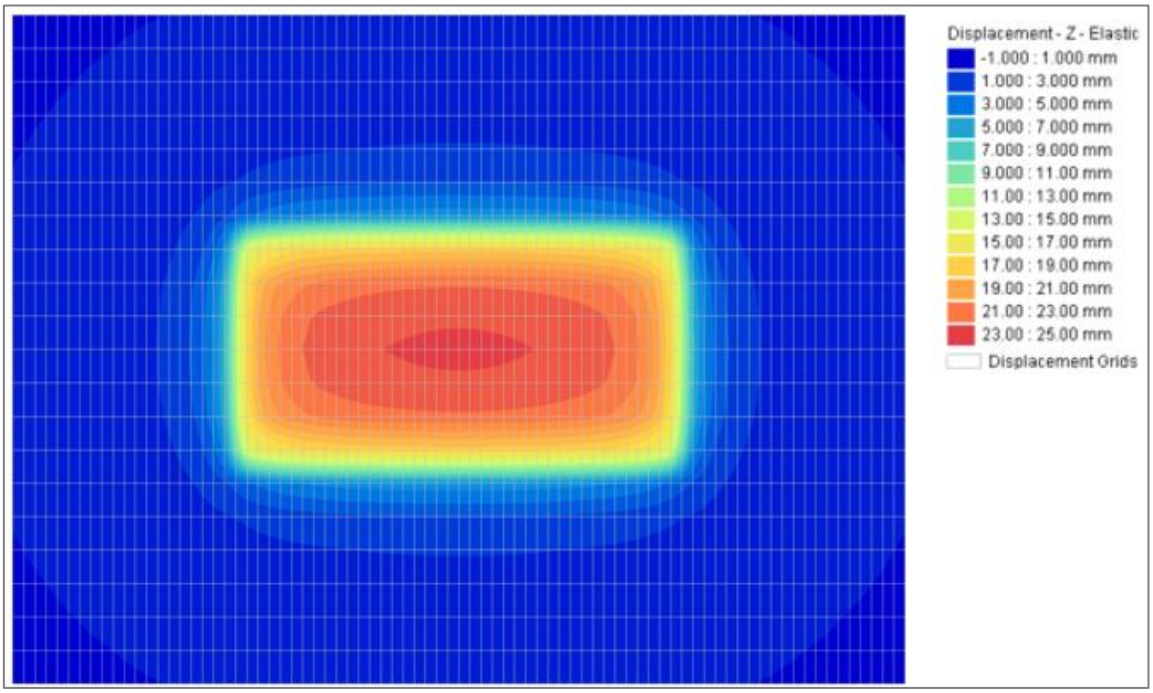


Figura 7.13 – Diagramma di contorno del cedimento elastico dovuto al carico di veicoli in cantiere

7.6.4 Cedimento elastico preliminare per una tipica fondazione diretta

L'analisi del cedimento elastico è stata condotta per una fondazione tipica di 5 m x 5 m x 2 m con un carico tipico della colonna di 14 MN.

Le analisi indicano che un grande cedimento di 240 mm si sviluppa a livello di fondazione (a 2 m di profondità) a causa dello stato sciolto di densità dei depositi fino a 8,0 m a 12,0 m di profondità dal p.c.

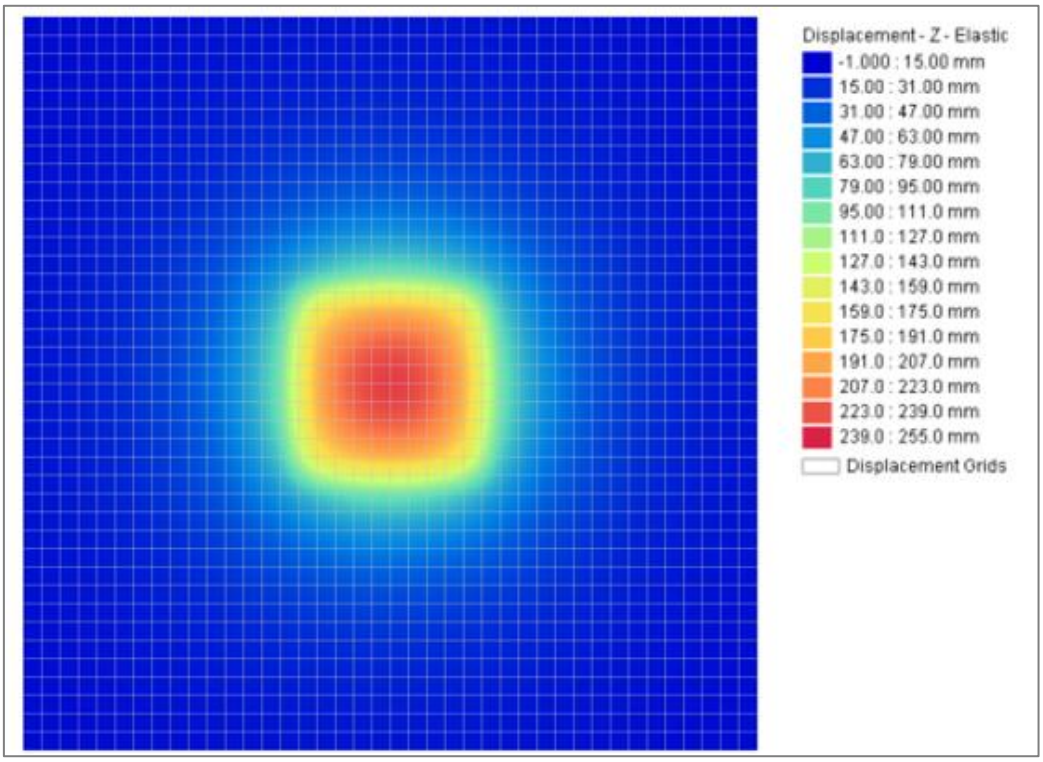


Figura 7.14 – Cedimento di fondazioni dirette sotto un carico tipico di colonna

7.7 Proposta di fondazione

Le condizioni del terreno previste sul sito (depositi sciolti di spessore significativo) e i risultati delle analisi preliminari di cedimento suggeriscono che fondazioni su pali profondi sono necessarie per mitigare lo sviluppo di cedimenti eccessivi che comprometterebbero la funzionalità dei fabbricati proposti.

La Figura 7.15 illustra schematicamente un tipico percorso dei carichi verticali. I carichi delle colonne e i carichi delle solette sospese vengono trasferiti alle fondazioni su pali tramite connessioni solaio:plinto e colonna:plinto.

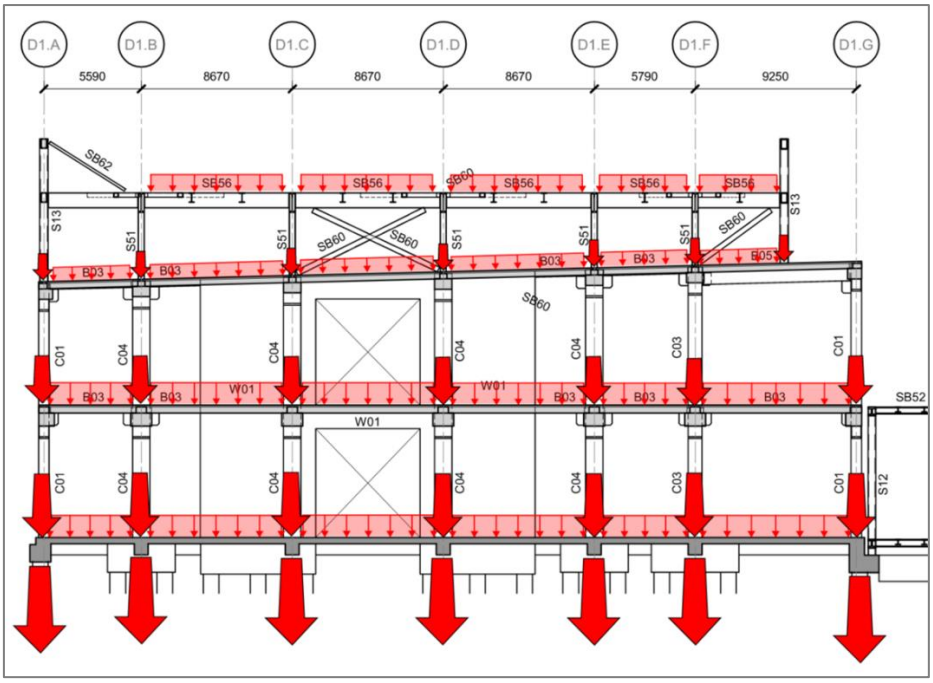


Figura 7.15 – Percorsi di carico verticali

Le fondazioni su pali verranno distribuite in gruppi sotto le colonne della struttura principale, con una soletta sospesa e travi di collegamento trasversali tra i plinti dei pali.

Per le diverse tecniche di palificazione vengono identificati i seguenti rischi potenziali:

Pali trivellati/CFA

- La presenza di orizzonti conglomeratici "Ceppo Lombardo" è stata rilevata sul sito. A seconda del grado di cementazione, questo materiale può causare un'ostruzione durante la fase di perforazione del palo, o causare spostamenti dei terreni sciolti e conseguentemente il cedimento del terreno attorno ai pali durante la perforazione.
- L'uso della perforazione a rotazione con una trivella corta richiederebbe l'installazione di rivestimenti temporanei per sostenere l'intera profondità del palo lungo dei terreni granulari fino all'inserimento del calcestruzzo - si presume che i rivestimenti lunghi fino a 25 m non saranno preferiti dall' Impresa esecutrice dei pali.
- La miscela di calcestruzzo deve essere progettata tenendo conto di una maggiore stabilità, per tenere conto del rischio di segregazione degli aggregati e di spurgo della pasta cementizia nei terreni granulari asciutti circostanti. Ciò può causare un rapido indurimento del calcestruzzo, introducendo il rischio di ostruzione per l'installazione della gabbia di armatura (fase di *plunging*) e difficoltà nell’estrazione della trivella a causa degli effetti della dilatazione del materiale.

Pali infissi

- La costruzione di pali infissi comporta vibrazioni percussive o continue che potrebbero indurre cedimenti collassabili all'interno dei materiali granulari sciolti previsti in superficie.
- La presenza di orizzonti conglomeratici costituisce un ostacolo all’infissione dei pali.

Sulla base delle considerazioni di cui sopra, i pali CFA si presentano come la soluzione preferita per le fondazioni su pali profondi proposta, con il coinvolgimento anticipato dell'Impresa esecutrice nella fase RIBA 4 per perfezionare la soluzione e mitigare eventuali problemi connessi alla esecuzione dei pali.

8. Progettazione preliminare delle fondazioni profonde

In questa sezione viene presentata la progettazione preliminare dei pali effettuata secondo le NTC 2018.

A causa della natura eterogenea dei materiali riscontrati sul sito, una stratigrafia semplificata è stata adottata per il calcolo preliminare della capacità portante dei pali per le fasi RIBA 2 e 3. La stratigrafia è stata interpretata in base ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche e delle prove SPT. Si presume che la risposta dei terreni al carico verticale sia "drenata" a causa di numerose inclusioni granulari all'interno di lenti limose identificate nei depositi misti.

La stratigrafia e i parametri geotecnici dei materiali saranno rivisti e convalidati nella fase RIBA 4 per la progettazione definitiva di pali, una volta che i risultati della campagna di indagini in corso saranno disponibili.

8.1 Azioni

La progettazione dei pali deve prendere in considerazione le seguenti azioni:

- Carichi permanenti dalla sovrastruttura;
- Carichi variabili dalla sovrastruttura;
- Forza di "trascinamento" (*downdrag*) indotta dal cedimento dei depositi collassabili (considerata come carico variabile).

8.2 Resistenza dei pali

La forza di "trascinamento" (*downdrag*) indotta dal cedimento che si sviluppa nei depositi superficiali sciolti (fino a 10 m di profondità) rappresenta un'azione imposta sui pali.

Di conseguenza, la resistenza del palo è stata derivata trascurando il contributo della resistenza laterale dei depositi sciolti superficiali alla resistenza totale.

Il livello di riferimento della falda adottato per il calcolo della resistenza dei pali equivale a 15.0 m di profondità dal p.c. La capacità dei pali è influenzata dallo stato tensionale efficace lungo la lunghezza del palo, pertanto, una variazione del livello della falda può influire sulla resistenza verticale complessiva.

8.2.1 Fattore di sicurezza

I fattori parziali di sicurezza utilizzati per la progettazione dei pali di fondazione sono riassunti sul Tabella 8.1 in conformità con l'Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3 delle NTC 2018.

Tabella 8.1 – Riepilogo dei fattori parziali di sicurezza utilizzati nella progettazione del palo

Parametro			Fattore parziale	
			Simbolo	Approccio progettuale 2
Fattori parziali sulle azioni (A1)	Carichi permanenti	Sfavorevole	γ_G	1.0
		Favorevole		1.3
	Carichi variabili	Sfavorevole	γ_Q	1.5
		Favorevole		0.0
Fattori parziali sui parametri del terreno (M1)	Resistenza al taglio non drenata (c_u)		γ_{cu}	1.0
	Peso dell'unità di volume (g)		γ_γ	1.0
Fattori parziali sulla resistenza geotecnica (R3)	Resistenza alla base caratteristica		γ_b	1.3

	Resistenza laterale caratteristica in compressione	γ_s	1.15
	Resistenza laterale caratteristica in trazione	$\gamma_{s;E}$	1.25
Fattore di correlazione basato sul numero di profili verticali indagati (ipotizzato 4no. verticali indagate)	Resistenza alla base di calcolo Resistenza laterale in compressione Resistenza laterale in trazione	ξ	1.550[(1)]
[(1)] Per la definizione del fattore di correlazione da applicare alle resistenze calcolate si è fatto affidamento su 4 no. sondaggi a carotaggio continuo (NTC 2018, Sezione 6.5.3.1.1). La campagna di indagini aggiuntiva consentirà potenzialmente di adottare fattori di correlazione più piccoli.			

8.2.2 Metodologia di calcolo della capacità verticale dei pali

Le Norme Tecniche per la Costruzioni (NTC 2018) richiedono che le azioni di progetto verticali siano inferiori o uguali al valore di resistenza di progetto.

Il metodo di calcolo per determinare la resistenza alla compressione ($R_{c;d}$) e la resistenza alla trazione ($R_{t;d}$) dei pali si presenta come segue:

$$R_{c;d} = \frac{1}{\xi}\left\{\frac{R_{s;calc}}{\gamma_s} + \frac{R_{b;calc}}{\gamma_b}\right\}$$

Equazione 8.1 – Resistenza alla compressione di progetto ($R_{c;d}$) di un palo verticale

$$R_{t;d} = \frac{1}{\xi}\left\{\frac{R_{s;calc}}{\gamma_s}\right\}$$

Equazione 8.2 - Resistenza alla trazione di progetto ($R_{t;d}$) di un palo verticale

Dove:

- ξ è il fattore di correlazione per il calcolo della resistenza caratteristica in base al numero di sondaggi verticali rilevati;
- $R_{s;calc} = Q_s$ è la resistenza laterale calcolata;
- γ_s è il coefficiente parziale sulla resistenza laterale caratteristica;
- $R_{b;calc} = Q_b$ è la resistenza di base calcolata; e
- γ_b è il coefficiente parziale della resistenza di base caratteristica.

Il metodo della tensioni efficaci è stato adottato per il calcolo della resistenza laterale e della base utilizzando le seguenti equazioni:

$$R_{s;calc} = \mathrm{k} \cdot \sigma'_{v,avg} \cdot \tan(\delta) \cdot A_s$$

Equazione 8.3 – Resistenza laterale del palo

$$R_{b;calc} = \mathrm{N}_q \cdot \sigma'_{v,b} \cdot A_b$$

Equazione 8.4 – Resistenza alla base del palo

Dove:

- k è un fattore di installazione (assunto 0,7 per i pali CFA);
- $\sigma'_{v,avg}$ è la tensione verticale efficace media lungo la lunghezza incrementale del palo;
- A_s è l'area della superficie laterale lungo la lunghezza incrementale del palo;
- A_b è l'area della sezione della base del palo;
- N_q è il fattore di capacità portante;
- $\sigma'_{v,b}$ è la tensione verticale efficace alla profondità della base del palo.

8.3 Grafici della capacità portante dei pali

La Figura 8.1 e Figura 8.2 di seguito riportano i grafici della capacità portante di progetto a carico verticale dei pali ottenuti per pali CFA per 3 diversi diametri (600 mm, 750 mm e 900 mm) e tenendo in considerazione il livello della falda a 15.0m di profondità dal p.c. Per il calcolo della capacità dei pali si è assunto che la quota di testa del palo sia a piano campagna.

La capacità portante dei pali è interessata dal regime di sollecitazione efficace lungo la lunghezza del palo; pertanto, la variazione del livello della falda (che verrà validata nella fase RIBA 4) può influenzare la resistenza verticale complessiva.

I grafici contribuiscono alla selezione della lunghezza e del diametro del palo appropriati in base ai carichi di progetto previsti per le diverse zone di sviluppo. I dettagli del diametro e della lunghezza del palo selezionati saranno dettagliati alla fine della fase di progettazione del RIBA 4.

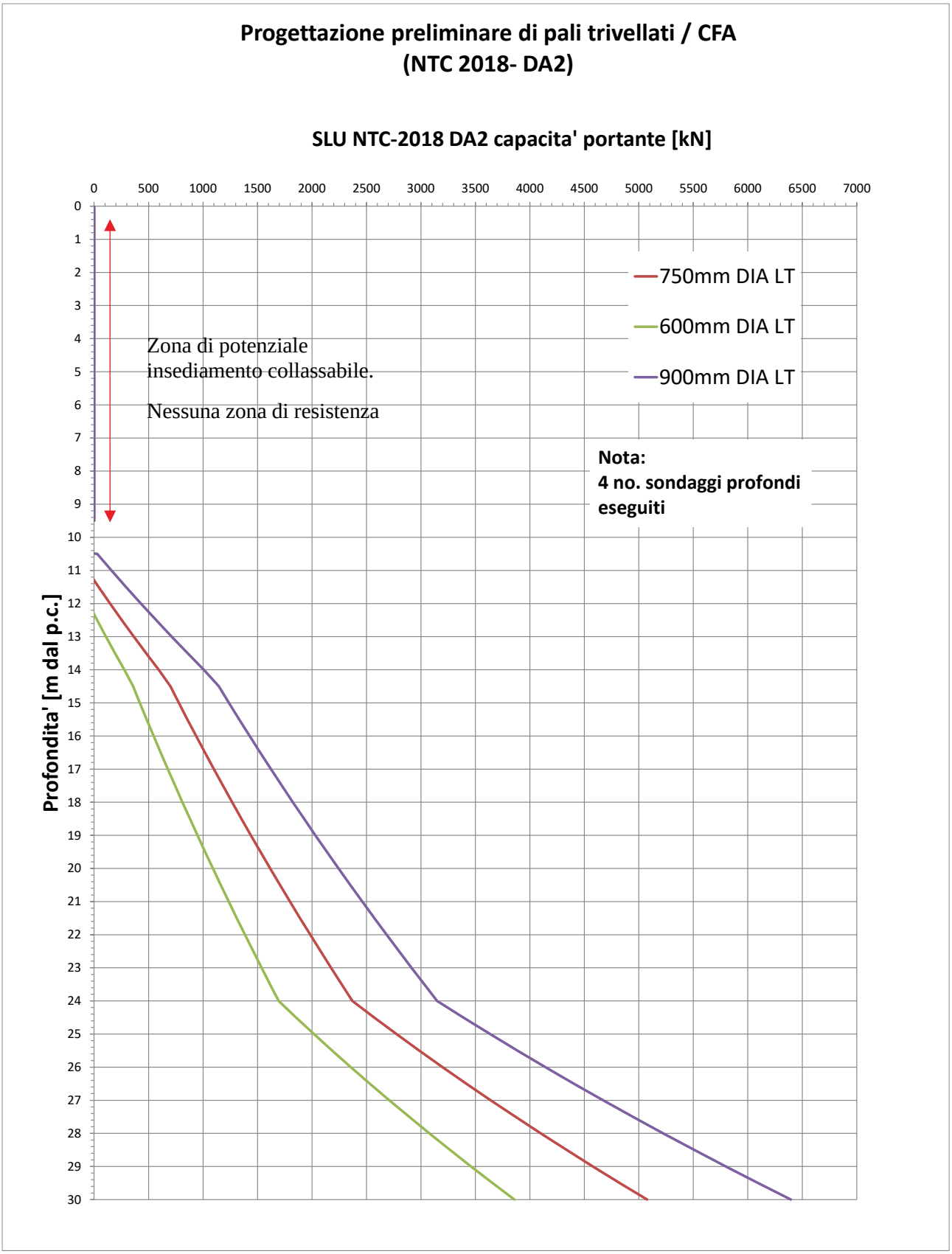


Figura 8.1 – Capacità portante del palo a compressione SLU (testa palo a 0.0 m di profondità)

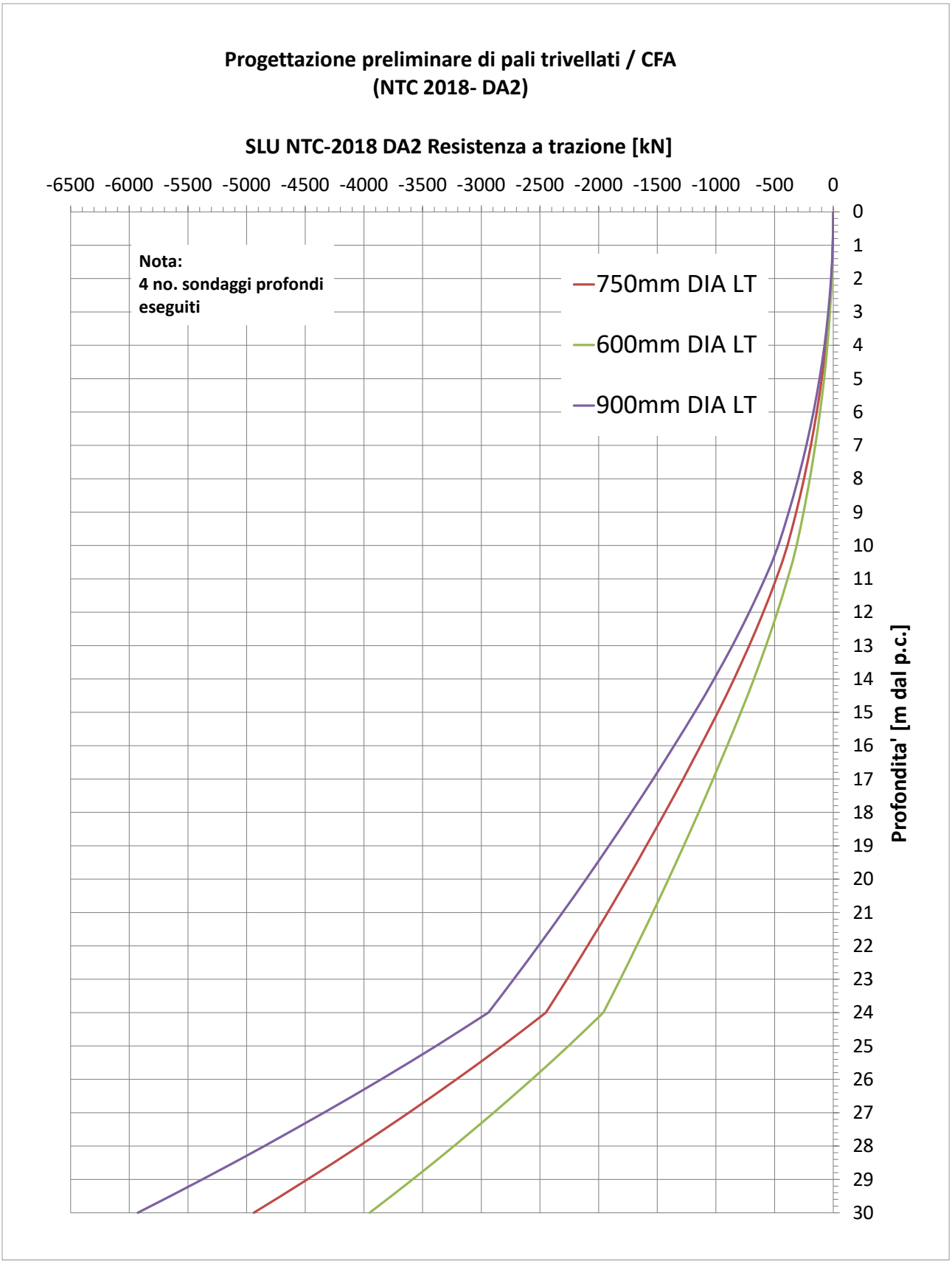


Figura 8.2 – Capacità portante del palo a trazione SLU DA2 (testa palo a 0.0 m di profondità)

9. Raccomandazioni

9.1 Stratigrafia di progetto

Il progetto delle fondazioni su pali verrà riesaminato e convalidato una volta completate le ulteriori indagini sul terreno attualmente in corso e resi disponibili i relativi risultati. Aspetti che potenzialmente potrebbero richiedere aggiornamenti sono:

- Livello della falda di progetto (in base a ulteriori letture rilevate in periodi diversi dei dati di monitoraggio storici);
- Unità stratigrafiche aggiuntive legate all'intercalazione degli strati predominantemente granulari e coesivi sul sito;
- La migliore comprensione delle densità dei materiali riscontrati sul sito, portando a ignorare la forza di "trascinamento " (*downdrag*) considerata nella progettazione preliminari dei pali;
- Aggiornamento dei parametri geotecnici dei terreni in base ai risultati delle prove di laboratorio eseguite su una quantità rappresentativa di campioni prelevati.

9.2 Costruzione dei pali

Si raccomanda il coinvolgimento presto dell'Impresa esecutrice dei pali per verificare la costruibilità dei pali CFA e/o per consigliare la tecnica di costruzione dei pali più adeguata sulla base dell'esperienza e della conoscenza delle condizioni del terreno locale e della pratica del settore.

La presente relazione descrive le problematiche relative a ciascuna tecnica di palificazione considerata per l'opera di intervento secondo le condizioni stratigrafica del sito, queste problematiche potranno essere mitigate o trascurate a seconda dei risultati ottenuti dalla campagna di indagine supplementare.

9.3 Ostruzioni nel terreno legate ai fabbricati esistenti

Le strutture esistenti sul sito sono attualmente in fase di demolizione. Si ritiene necessario verificare la presenza di fondazioni profonde e strutture interrate dopo la conclusione dei lavori di demolizione. Si prevede che l'Impresa in carico dei lavori di demolizione si occuperà della rimozione di strutture interrate e del riempimento degli scavi con terreni di riporto.

Nel corso di recenti sopralluoghi in cantiere, si è notata la possibile presenza di fondazioni su pali esistenti in sito dopo la conclusione dei lavori di demolizione. È indispensabile che la posizione e il piano quota della testa dei pali rimanenti siano misurate e registrate in modo che si possa fare un confronto con l'ubicazione delle fondazioni proposte come parte dell'opera di intervento.

9.4 Compattazione del terreno

Si raccomanda di eseguire prove di compattazione in tutte le aree in cui sono stati compiuti recenti lavori di riempimenti di scavo, per garantire il raggiungimento di un livello di compattazione adeguato in profondità per i materiali di riempimento.

Si prevede che gli spessori degli strati di compattazione adottati dall'Impresa in carico dei lavori di demolizione variano da 0.5 a 1.0m; questo aspetto, insieme alla messa in posa dei materiali di riempimento in condizioni asciutte, potranno richiedere ulteriori lavorazioni di compattazione in fase di costruzione delle strutture sul sito.

10. Registro dei rischi geotecnici

Tabella 10.1 – Registro dei rischi geotecnici

Rischio prevedibile	Azione progettuale intrapresa	Mitigazione futura
Rischio di ostruzione dovuto a utenze interrate impreviste.	La progettazione deve tenere conto di rilievi topografici e delle utenze interrate sul sito.	Ridurre al minimo gli scavi profondi ove possibile e adottare pratiche di lavoro sicure per tali scavi. L'Impresa deve rimuovere le ostruzioni interrate e sostituirle con un riempimento granulare adatto. Tutti gli scavi devono essere sottoposti ad un'adeguata indagine di rintraccio di utenze interrate.
Rischio di ostruzione dovuto alla presenza di pali di fondazioni e strutture interrate legate ai fabbricati precedentemente demoliti.	La posizione e il piano quota della testa dei pali rimanenti verranno misurate e registrate in modo che si possa fare un confronto con l'ubicazione delle fondazioni proposte come parte dell'opera di intervento.	Ridurre al minimo gli scavi profondi ove possibile e adottare pratiche di lavoro sicure per tali scavi. L'Impresa deve rimuovere le ostruzioni interrate e sostituirle con un riempimento granulare adatto
Condizioni del terreno impreviste o sfavorevoli. Rischio di variazione delle condizioni locali del terreno che comportano nuovi requisiti di progettazione.	La campagna di indagini serve a informare lo sviluppo della stratigrafia di progetto e del modello geotecnico per l'opera di intervento.	L'Impresa deve progettare opere temporanee appropriate come richiesto e selezionare le tecniche di costruzione appropriate.
Livelli inaspettatamente elevati della falda che influiscono negativamente sui livelli di fondazione.	La progettazione deve essere basata su condizioni credibili della falda tenendo in conto il caso più oneroso.	L'emungimento di acque può essere necessario per scavi profondi limitati. L'Impresa deve considerare tutte le possibili condizioni che potrebbero verificarsi.
Difficoltà durante i lavori di sterro a causa dei cambiamenti stagionali delle condizioni delle acque sotterranee.	La campagna di indagini serve a informare lo sviluppo della stratigrafia di progetto e del modello geotecnico per l'opera di intervento.	Programmare i lavori in base alle stagioni, quando possibile.
Collasso del terreno o cedimento in materiale debole. Gli scavi attraverso i materiali granulari superficiali possono diventare instabili.	La campagna di indagini serve a informare lo sviluppo della stratigrafia di progetto e del modello geotecnico per l'opera di intervento.	Ridurre al minimo gli scavi profondi ove possibile e adottare pratiche di lavoro sicure per tali scavi. Progettare opere temporanee appropriate.
Ostruzione della costruzione del palo a causa di condizioni impreviste del terreno.	La campagna di indagini serve a informare lo sviluppo della stratigrafia di progetto e del modello geotecnico per l'opera di intervento.	Durante l'installazione sono necessari un impianto adeguato e operatori esperti. L'Impresa deve prendere in considerazione la possibilità di sondare le posizioni dei pali se il rischio è considerato significativo.
Pali costruiti con scarsa tolleranza o qualità a causa delle condizioni del terreno	Coinvolgimento dell'appaltatore con gli ingegneri per determinare una tecnica di palificazione adatta.	L'Impresa deve adottare la tecnica di costruzione dei pali con conoscenza delle condizioni del terreno e delle acque sotterranee

Riferimenti bibliografici

Kramer, SL (1996) *Ingegneria sismica geotecnica*. Prentice-Hall, New Jersey.

Tokimatsu, K. e Seed, H.B. (1987) *Valutazione degli insediamenti nelle sabbie a causa di scosse sismiche*. Giornale di ingegneria geotecnica, 113, 861-878.

Strini A. (2004). *"Underground cavities in the plains of Lombardy: Occhi pollini"*. Stato dell'arte sullo studio dei fenomeni di sinkholes e ruolo delle amministrazioni statali e locali nel governo del territorio. 665-675.

Colombo et al. (2015). *"Problema di stabilità per le infrastrutture nelle aree interessate da cavità (occhi pollini) nei sedimenti pleistocenici nella pianura lombarda (Italia)"*. Memorie descrittive della carta geologica d'Italia. XCIX. 315-326.

Appendix A

Planimetrie e sezioni del sito

Tavola 1 – Planimetria del sito
Tavola 2 – Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche storiche (2021 e 2024)
Tavola 3 – Planimetria delle installazioni esistenti per il monitoraggio delle acque sotterranee (fino a Maggio 2025)
Tavola 4 – Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche supplementari (2025)
Tavola 5 – Keyplan per le sezioni geologiche
Tavola 6 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-1
Tavola 7 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-2
Tavola 8 – Sezione geologica da Nord a Sud NS-3
Tavola 9 – Sezione geologica da Ovest ad Est WE-1
Tavola 10 – Sezione geologica da Ovest ad Est WE-2
Tavola 11 – Planimetria geologica dei terreni di riporto
Tavola 12 – Planimetria geologica dei depositi misti sciolti
Tavola 13 – Planimetria geologica dei depositi misti densi
Tavola 14 – Planimetria del livello della falda (letture da Aprile 2024 a Marzo 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria del sito

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 1

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Campagna di indagini 2021:

Sondaggio a carotaggio continuo fino a 25m di profondita'

Prova penetrometrica dinamica

MASW

Campagna di indagini 2024:

Sondaggio a carotaggio continuo fino a 10m di profondita'

Sondaggio a carotaggio continuo fino a 35m di profondita'

Sondaggio a carotaggio continuo fino a 35m di profondita' + + piezometro

Prova penetrometrica dinamica

In Situ HVSR

MASW

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche storiche (2021 e 2024)

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 2

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Installazioni esistenti per il monitoraggio del livello della falda:

Piezometri

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri
0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria delle installazioni esistenti per il monitoraggio delle acque sotterranee (fino a Maggio 2025)

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 3

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Campagna di indagini 2021:

Trincea fino a 1m di profondita'

Sondaggio a carotaggio continuo fino a 40m di profondita'

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria dell'ubicazione delle indagini geognostiche supplementari (2025)

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 4

© Arup 2025

LEGENDA

- Confini del sito
- Struture proposte

Campagna di indagini 2021:

- Nord a Sud NS-1
- Nord a Sud NS-2
- Nord a Sud NS-3
- Ovest ad Est WE-1
- Ovest ad Est WE-2

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri
0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Keyplan per le sezioni geologiche

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

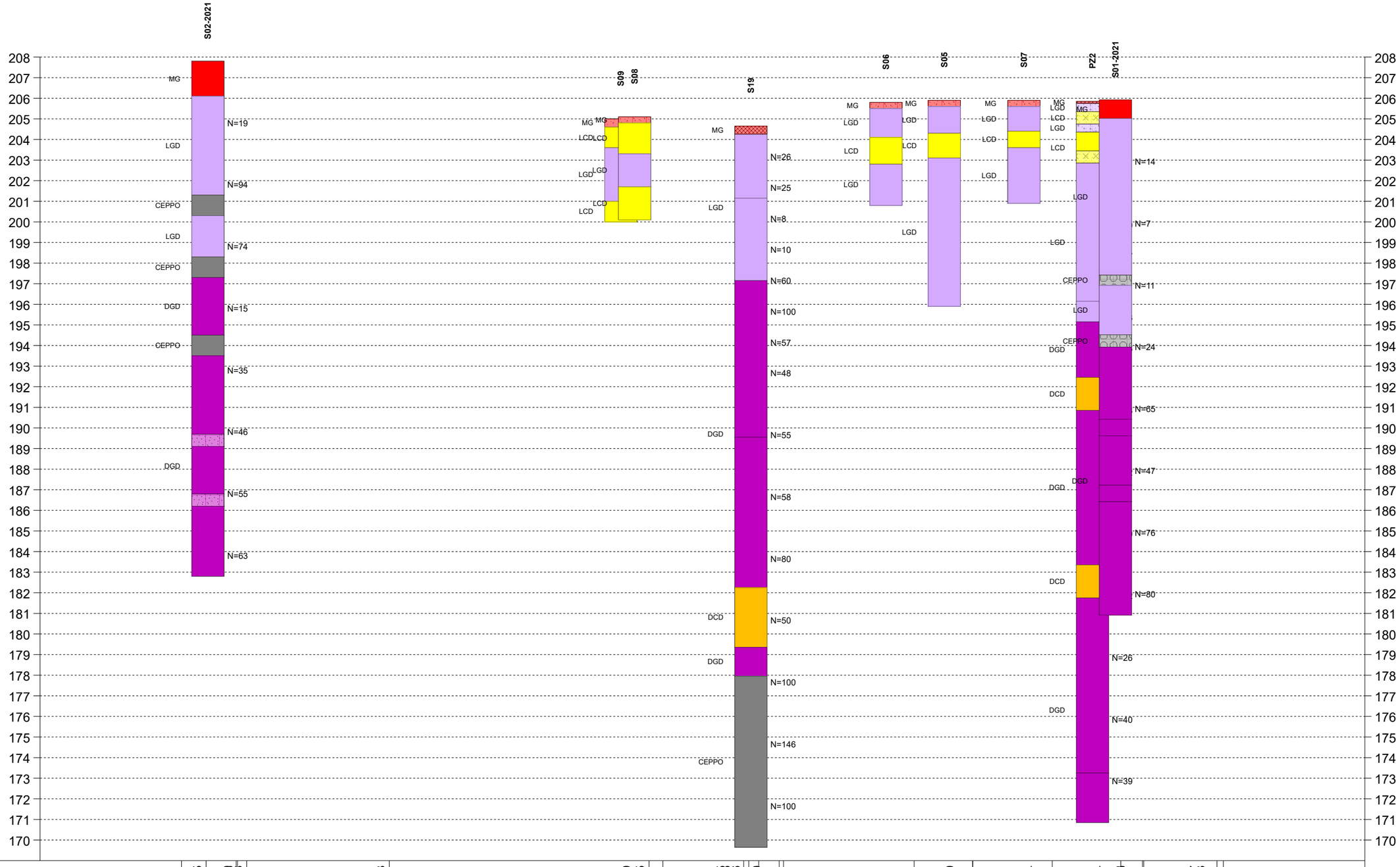
Rev

P01

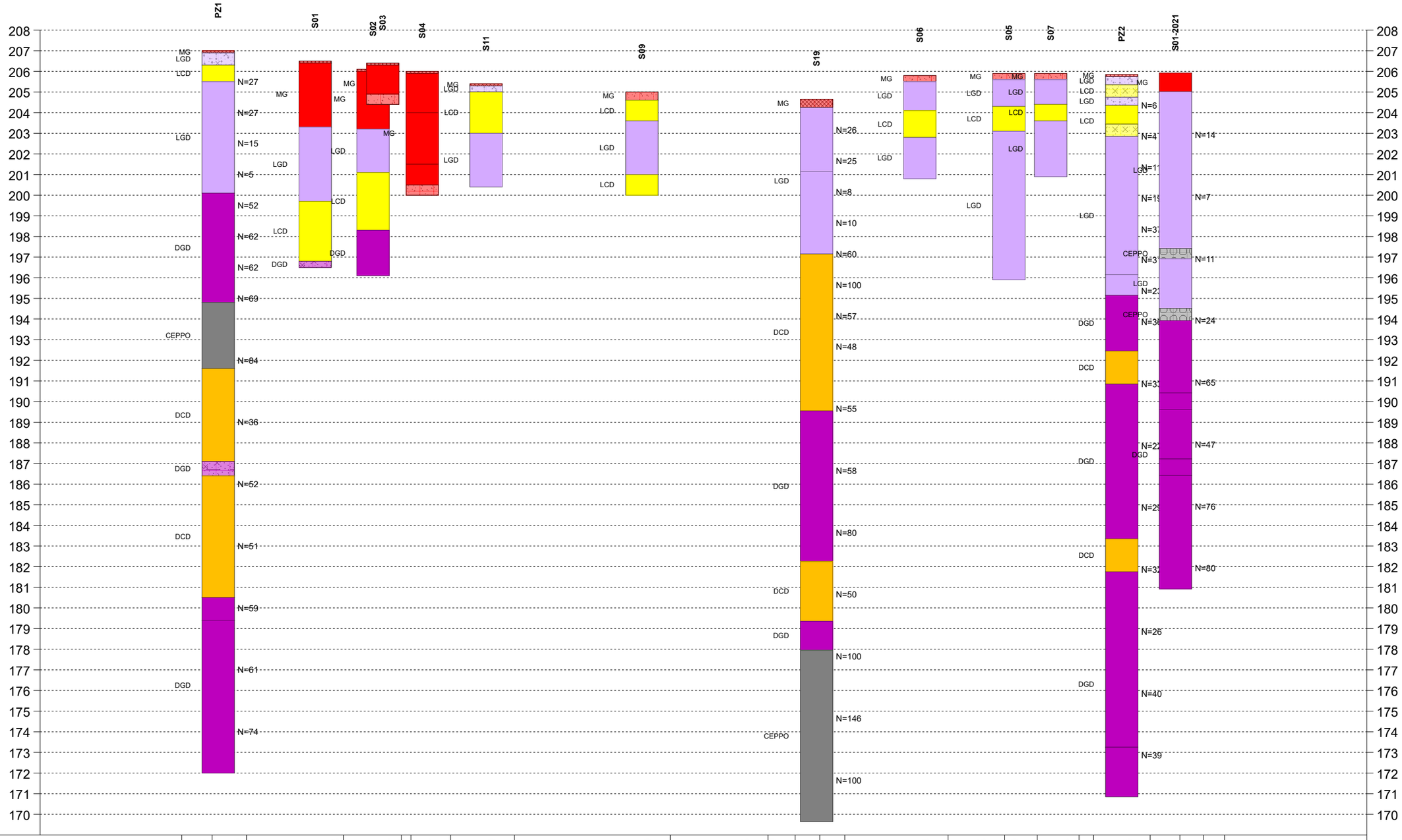
Numero tavola

Tavola 5

© Arup 2025

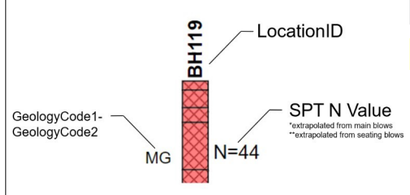

S02-2021
S09
S08
S19
S06
S05
S07
PZ2
S01-2021
MG
LGD
CEPPO
DGD
LCD
DCD
N=19
N=94
N=74
N=15
N=35
N=46
N=55
N=63
N=26
N=25
N=8
N=10
N=60
N=100
N=57
N=48
N=55
N=58
N=80
N=50
N=100
N=146
N=100
N=14
N=7
N=11
N=24
N=65
N=47
N=76
N=80
N=26
N=40
N=39
208
207
206
205
204
203
202
201
200
199
198
197
196
195
194
193
192
191
190
189
188
187
186
185
184
183
182
181
180
179
178
177
176
175
174
173
172
171
170

| | | |

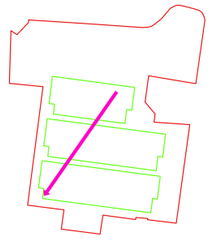


Distanza lungo la linea di sezione (m)	Offset (m)
0.00	
11.66	68.72
24.90	11.43
62.18	11.83
84.47	39.95
88.18	12.61
103.42	17.93
127.96	44.69
187.91	45.62
225.52	35.91
235.97	58.21
245.45	43.01
255.08	73.98
294.80	22.57
316.58	12.37
329.09	46.54
345.13	3.68
350.78	35.05
372.51	10.41
383.99	4.96
393.11	18.33
401.17	

Legend



- Conglomerato Ceppo Lombardo
- Depositi misti densi coesivi
- Depositi misti densi granulari
- Materiale bituminoso
- Ghiaie sabbiose argillose
- Ghiaie limose argillose
- Sabbie limose argillose
- Calcestruzzo
- Depositi misti sciolti coesivi
- Depositi misti sciolti granulari
- Terreni di riporto
- Conglomerato
- Terreni di riporto
- Sabbie
- Limi sabbiosi
- Sabbie limose
- Ghiaie sabbiose limose



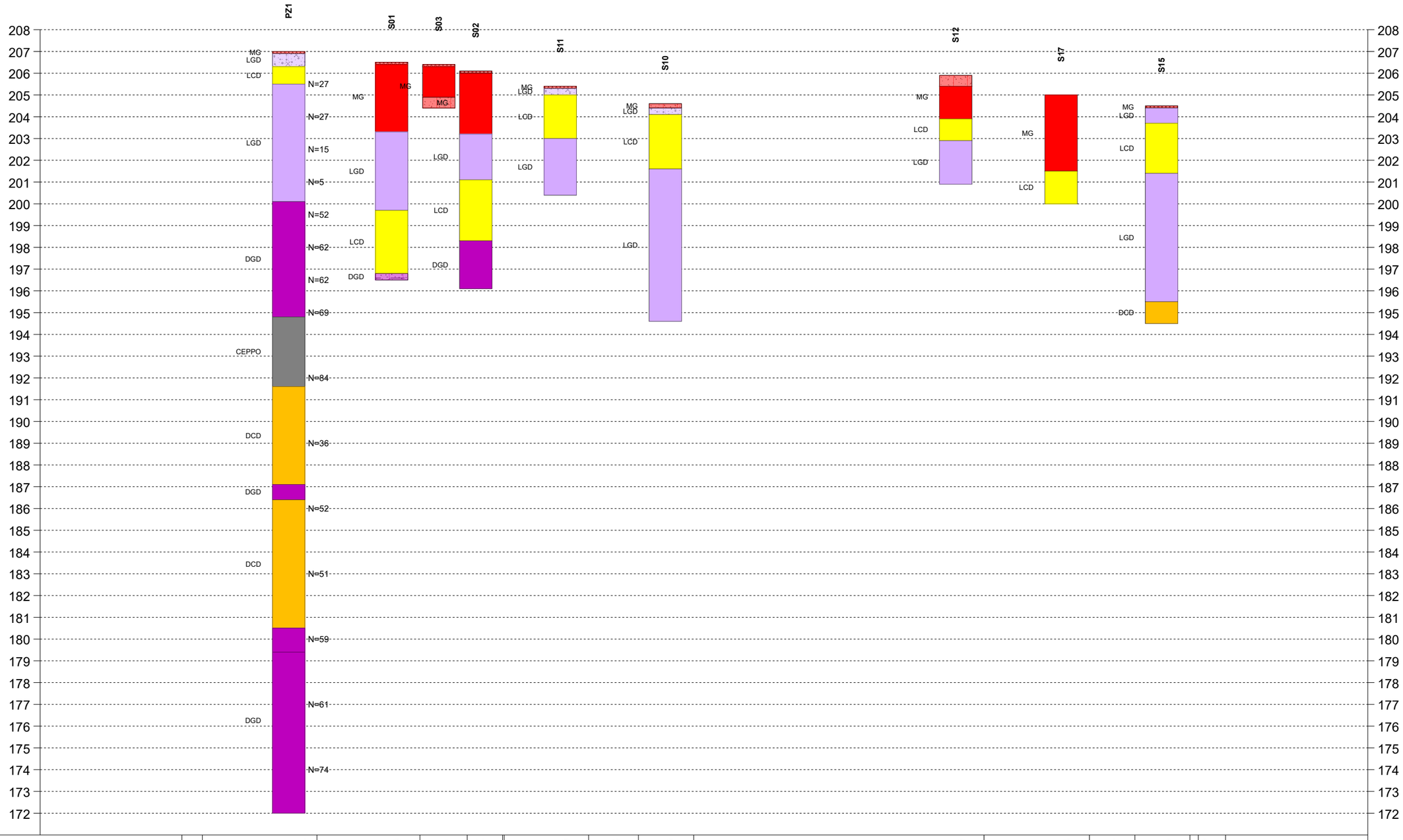
Cliente
Kryalos SGR S.p.A.

Progetto
Vimercate Data Centre

Titolo
Sezione geologica da Nord a Sud NS-2

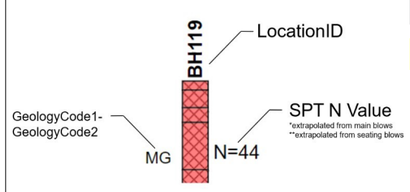
Numero di riferimento
306525-00

Numero tavola
Tavola 7

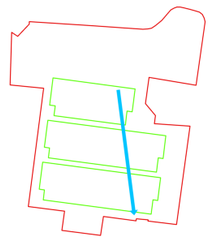


Distanza lungo la linea di sezione (m)	0.00	8.60	56.77	100.04	119.88	134.72	170.91	191.85	215.07	337.07	381.38	400.48	423.61	438.62	
Offset (m)		32.01	1.70	5.95	22.76	29.00	25.53	16.62	7.29	32.76	31.06	14.63	16.21	8.01	

Legend



- Conglomerato Ceppo Lombardo
- Depositi misti densi coesivi
- Depositi misti densi granulari
- Materiale bituminoso
- Ghiaie sabbiose argillose
- Sabbie limose argillose
- Calcestruzzo
- Depositi misti sciolti coesivi
- Depositi misti sciolti granulari
- Terreni di riporto
- Terreni di riporto
- Limi sabbiosi
- Ghiaie sabbiose limose
- Conglomerato



Cliente
Kryalos SGR S.p.A.

Progetto
Vimercate Data Centre

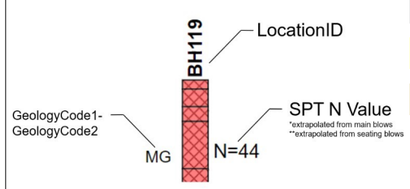
Titolo
Sezione geologica da Nord a Sud NS-3

Numero di riferimento
306525-00

Numero tavola
Tavola 8

Distanza lungo la linea di sezione (m)	0.00	21.14	26.06	31.13	52.06	63.56	76.51	79.00	231.36	386.04	402.40	
Offset (m)		16.48	22.88	24.46	11.21	24.96	8.23	30.53	32.23	10.46		

Legend



- Conglomerato Ceppo Lombardo
- Depositi misti densi coesivi
- Depositi misti densi granulari
- Materiale bituminoso
- Ghiaie sabbiose argillose
- Ghiaie limose argillose
- Sabbie limose argillose
- Calcestruzzo
- Depositi misti sciolti coesivi
- Depositi misti sciolti granulari
- Terreni di riporto
- Conglomerato
- Limi sabbiosi
- Argille sabbiose limose
- Ghiaie sabbiose limose
- Terreno vegetale
- Terreno vegetale

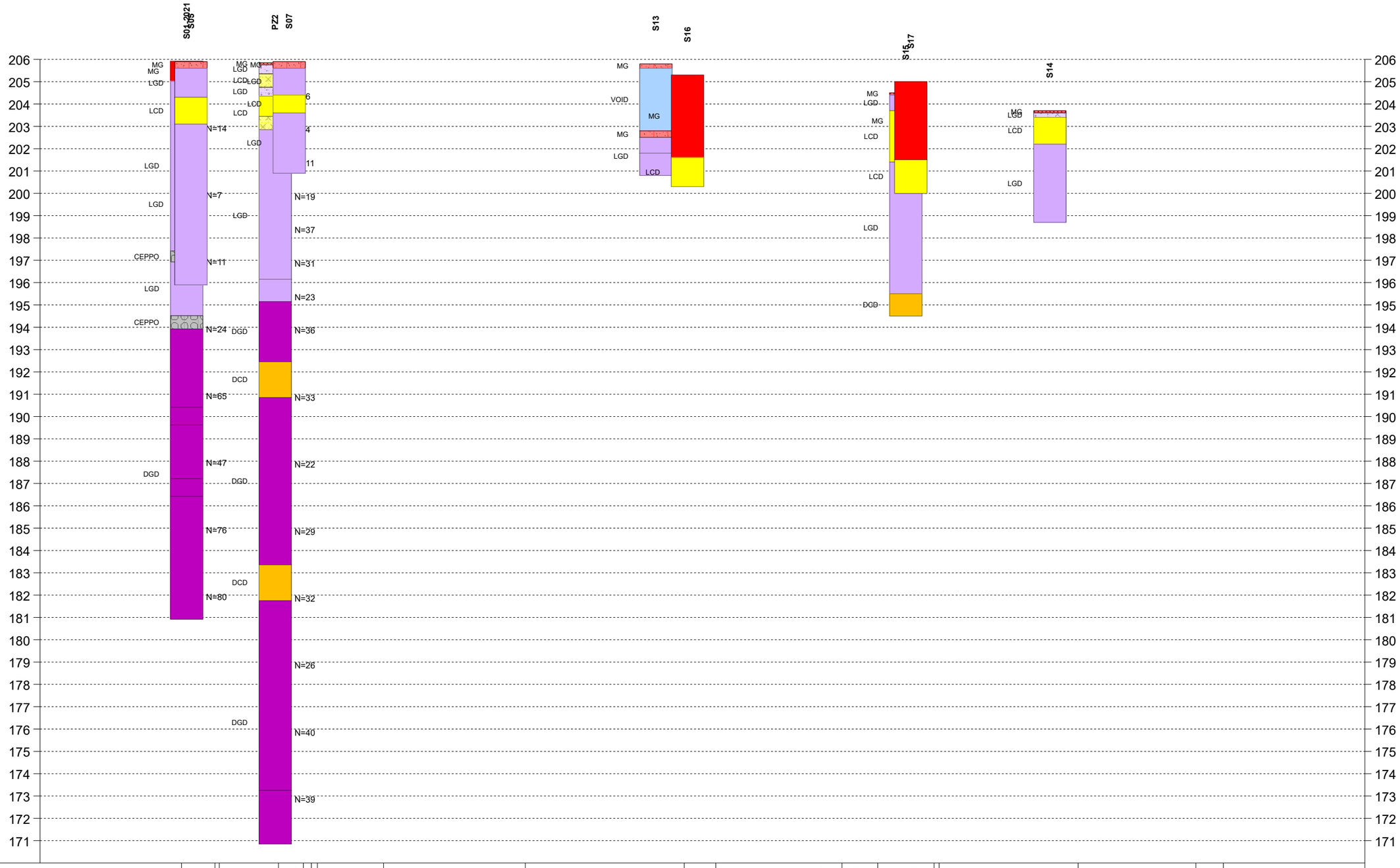
Cliente
Kryalos SGR S.p.A.

Progetto
Vimercate Data Centre

Titolo
Sezione geologica da Ovest ad Est WE-1

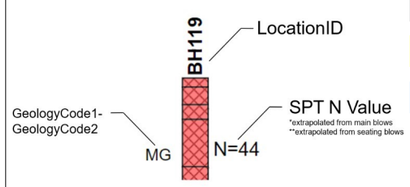
Numero di riferimento
306525-00

Numero tavola
Tavola 9



Distanza lungo la linea di sezione (m)	0.00	13.16	13.85	38.14	47.95	51.10	53.48	79.49	135.25	197.76	210.18	259.85	273.92	296.08	298.83	352.73	399.07	409.89
Offset (m)		20.22	19.76	21.82	13.74	46.58	13.88	4.54	19.45	46.60	6.92	23.49	47.10	36.70	36.03	41.21	7.32	

Legend



- Conglomerato Ceppo Lombardo
- Depositi misti densi coesivi
- Depositi misti densi granulari
- Materiale bituminoso
- Ghiaie sabbiose argillose
- Sabbie limose argillose
- Calcestruzzo
- Depositi misti sciolti coesivi
- Depositi misti sciolti granulari
- Terreni di riporto
- Terreni di riporto
- Sabbie
- Limi sabbiosi
- Sabbie limose
- Vuoto
- Ghiaie sabbiose limose
- Conglomerato

Cliente
Kryalos SGR S.p.A.

Progetto
Vimercate Data Centre

Titolo
Sezione geologica da Ovest ad Est WE-2

Numero di riferimento
306525-00

Numero tavola
Tavola 10

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Campagne di indagini storiche:

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2021

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2024

Lo strato mostrato e' **Terreni di riporto.**

Piano campagna [m slm]

Codice indagine Spessore [m]

Profondita' alla base dello strato [m dal p.c.]

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria geologica dei terreni di riporto

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento **306525**

Rev **P01**

Numero tavola

Tavola 11

* Le quote di piano campagna sono state interpolate dal rilievo topografico dell'area in oggetto.

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Campagne di indagini storiche:

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2021

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2024

Lo strato mostrato e' **Depositi misti sciolti.**

Profondita' alla sommita' dello strato [m dal p.c.]

Codice indagine Spessore [m]

Profondita' alla base dello strato [m dal p.c.]

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria geologica dei depositi misti sciolti

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 12

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Campagne di indagini storiche:

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2021

Sondaggio a carotaggio continuo eseguito nel 2024

Lo strato mostrato e' **Depositi misti densi.**

Profondita' alla sommita' dello strato [m dal p.c.]

Codice indagine Spessore [m]

Profondita' alla base dello strato [m dal p.c.]

Sistema di coordinate:
WGS 1984 UTM
Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	--

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
8 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Kryalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria geologica dei depositi misti densi

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento **306525**

Rev **P01**

Numero tavola

Tavola 13

© Arup 2025

LEGENDA

Confini del sito

Struture proposte

Installazioni esistenti per il monitoraggio del livello della falda:

Piezometri

Piano campagna [m slm]

Lettura minima [m dal p.c.] — Lettura massima [m dal p.c.]

Codice indagine

* Le quote di piano campagna sono state interpolate dal rilievo topografico dell'area in oggetto.

Sistema di coordinate: WGS 1984 UTM Zone 32N

Metri

0 20 40 80

Rev	Date	By	Chkd	Appd	Authd
-	14/05/25	OC	GS	SR	

Firmato digitalmente da
Angelo Mussi
O = Ordine Ingegneri Provincia di Monza e della Brianza
C = IT

ARUP

Ove Arup & Partners Limited
Parkin House
3 St. Thomas Street
Hampshire SO23 9HE
United Kingdom

Cliente

Krvalos SGR S.p.A.

Progetto

Vimercate Data Centre

Titolo

Planimetria del livello della falda (letture da Aprile 2024 a Marzo 2025)

Scala in foglio A3

1:2,500

Role

--

Suitability

--

Numero di riferimento

306525

Rev

P01

Numero tavola

Tavola 14

© Arup 2025